

CONSORZIO IRRIGUO DI SECONDO GRADO
DESTRA PO – AGRO CASALESE
COUTENZA CANALI LANZA, MELLANA E ROGGIA FUGA
CANALI DEMANIALI DI IRRIGAZIONE
CASALE MONFERRATO (AL)

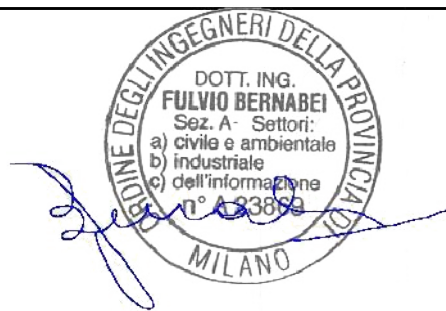
LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DELLA TRAVERSA E
DEL CANALE LANZA, NONCHÈ DELLE RETI
IRRIGUE COLLEGATE
1° LOTTO FUNZIONALE – 1° STRALCIO
(LOTTO LAVORI 1: CANALE)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

PROGETTISTI:
DOTT. ING.
FULVIO BERNABEI
DOTT. ING.
ALBERTO MELODIA

GRUPPO DI LAVORO:
LORENZO BENINCASA STAGNI
GIULIA ONGARO
SARA PELLEGRINI
GIANLUIGI SEVINI



DIZETA INGEGNERIA STUDIO ASSOCIATO

Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125
server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014

DATA FEBBRAIO 2022

COMMESSA N° 006/2021 REDATTO

CODICE COMMESSA ESCOUTENZA(2020) CONTROLLATO

NOME FILE APPROVATO

Mod. 8.3 F - Rev. 00

| REV. | DATA | DESCRIZIONE MODIFICA | REDATTO | CONTR. | APPR. |
|------|----------|--|---------|--------|-------|
| 01 | DIC 2022 | RIMODULAZIONE A SEGUITO RICHIESTA REGIONE PIEMONTE DI DICEMBRE 2022 | | | |
| 02 | GIU 2023 | MODIFICHE INTERVENTI "D" A SEGUITO RICHIESTA CONSORZIO FRASSINETO PO | | | |
| 03 | LUG 2023 | AGGIORNAMENTO PREZZI 2023 E SUDDIVISIONE LOTTI DI LAVORI | | | |

I N D I C E

| | | |
|----------------|---|-----------|
| 1 | Premesse | 3 |
| 2 | Normativa di riferimento | 4 |
| 3 | Parametri geotecnici | 5 |
| 4 | Descrizione dei carichi | 7 |
| 4.1 | Peso proprio delle opere | 7 |
| 4.2 | Forze d'attrito | 7 |
| 4.3 | Spinta delle terre | 7 |
| 4.3.1 | Criteri sull'introduzione della resistenza passiva | 8 |
| 4.4 | Spinta delle acque | 9 |
| 4.5 | Azioni sismiche | 9 |
| 5 | Criteri generali di verifica | 10 |
| 5.1 | Verifiche geotecniche | 10 |
| 6 | Canale Lanza | 13 |
| 6.1 | Descrizione delle opere | 13 |
| 6.2 | Disegni di riferimento | 15 |
| 6.3 | Caratteristiche dei materiali impiegati | 16 |
| 6.3.1 | Calcestruzzo strutturale classe C25/30 | 16 |
| 6.3.2 | Acciaio per cemento armato tipo B450C | 17 |
| 6.4 | Muri prefabbricati h=240 cm | 19 |
| 6.4.1 | Definizione dei carichi e delle loro combinazioni | 19 |
| 6.4.2 | Pre-dimensionamento dei muri prefabbricati | 21 |
| 6.4.2.1 | <i>Combinazione statica</i> | <i>21</i> |
| 6.4.2.2 | <i>Combinazione sismica</i> | <i>29</i> |
| 6.4.3 | Verifica del collegamento con la platea di fondo | 30 |
| 6.4.3.1 | <i>Combinazione statica</i> | <i>30</i> |
| 6.4.3.2 | <i>Combinazione sismica</i> | <i>45</i> |
| 6.4.4 | Verifica di stabilità globale | 46 |
| 6.4.4.1 | <i>Descrizione del codice di calcolo</i> | <i>46</i> |
| 6.4.4.2 | <i>Condizioni statiche</i> | <i>49</i> |
| 6.4.4.3 | <i>Combinazione sismica</i> | <i>51</i> |
| 6.4.5 | Verifica di capacità portante | 53 |
| 6.4.5.1 | <i>Condizioni statiche</i> | <i>54</i> |
| 6.4.5.2 | <i>Condizioni sismiche</i> | <i>55</i> |

7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

56

1 Premesse

La presente relazione illustra le verifiche atte al dimensionamento delle strutture previste in progetto nell'ambito della progettazione esecutiva dei lavori di ristrutturazione della traversa e del canale Lanza e delle reti irrigue collegate, opere gestite dalla Coutenza Canali Lanza, Mellana e Roggia Fuga – Canali Demaniali di Irrigazione con sede a Casale Monferrato (AL).

Complessivamente tali lavori riguardano i seguenti due lotti funzionali:

1° lotto funzionale

- interventi sul Canale Lanza;
- Interventi sulle reti irrigue collegate (consorzi di primo grado);

2° lotto funzionale

- Interventi sulla Traversa Lanza.

Il presente progetto esecutivo riguarda esclusivamente gli interventi del 1° lotto funzionale ed in particolare gli interventi previsti nel 1° stralcio (Lotto lavori 1: Canale), a seguito anche delle modifiche intercorse per rendere compatibili le somme a disposizione dei lavori con l'aggiornamento dei prezzi all'anno corrente.

In particolare, nel Capitolo 2 è chiarita quale sia la normativa sulla cui base sono state effettuate le verifiche. Riferimenti dettagliati a paragrafi e tabelle in normativa sono precisati puntualmente ove ritenuto opportuno negli altri capitoli.

Nel Capitolo 3 riassunti i parametri geotecnici desunti dalla *Relazione geologica* e utilizzati per le analisi.

Nel capitolo 4 sono analizzati i carichi considerati per le verifiche;

Nel capitolo 5 sono riassunti i criteri generali e i coefficienti utilizzati per le verifiche.

Il Capitolo 6 riporta le verifiche svolte per le strutture previste in progetto lungo il Canale Lanza. Nel dettaglio sono stati svolti il pre-dimensionamento strutturale di muri prefabbricati, la verifica della connessione tra il ringrosso al piede di questi ultimi e la platea di fondo del canale, la verifica di stabilità globale e la verifica di capacità portante. Come dettagliato di seguito (par. 6.4), per i manufatti in esame non risulta necessario svolgere verifiche a sollevamento, scorrimento e ribaltamento. Il capitolo, nel dettaglio, riporta:

- La descrizione dettagliata dell'opera e degli elementi strutturali che la costituiscono
- L'elenco di tutti gli elaborati grafici in cui sia rappresentata l'opera in esame
- Le caratteristiche dei materiali strutturali considerati
- Lo studio delle strutture, comprendente:
 - la definizione dei carichi e delle loro combinazioni;
 - indicazioni circa la modellazione e i risultati dell'analisi;

- le verifiche strutturali e geotecniche effettuate.

Nel capitolo 7 è riportato il giudizio motivato di accettabilità dei risultati richiesto da normativa [NTC2018 – Par.10.2.1].

2 Normativa di riferimento

Il dimensionamento e la verifica delle strutture sono stati condotti in conformità alla normativa nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni dei seguenti testi:

- A. Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018 (di seguito "NTC 2018");
- B. Circolare esplicativa 11/02/2019 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (di seguito "Circolare");
- C. Norma UNI EN 1992-1-1:2015 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole per gli edifici" (di seguito "EC2");
- D. Norma UNI 11104:2016 "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produttività e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- E. Norma UNI EN 206-1: "Linee guida sul calcestruzzo strutturale".
- F. UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";

3 Parametri geotecnici

Come riportato nella *Relazione geologica*, al fine di ricostruire il modello geotecnico dell'area che sarà interessata dagli interventi di progetto, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- 20 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- 5 stendimenti sismici con metodologia MASW;
- 5 prove HVSr.
- micropiezometri installati entro i fori delle prove penetrometriche dinamiche DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH e le indagini geofisiche sono state svolte lungo il tracciato del Canale Lanza.

Da tali prove è risultato che *"...In generale, spostandosi da monte a valle del canale, i terreni investigati sono costituiti da sabbie limose da poco a discretamente addensate (UL 1-2a-2b) di spessore variabile da 3 a 6 m, che ricoprono terreni ghiaiosi ben addensati (UL3a) (talora direttamente il substrato roccioso terziario); nel tratto di pianura tra il Cantone Vallare e Mirabello Monferrato le unità UL 1-2a-2b ricoprono terreni limoso argillosi sabbiosi compatti (UL3b)."*

Per la completa definizione del modello geotecnico si rimanda alla *Relazione geologica*; di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati per le verifiche del presente elaborato.

Le verifiche relative agli interventi sul Canale Lanza riportate nella presente relazione sono svolte considerando un unico tipo di terreno per i tratti di intervento da 1 a 6 dove si prevede la realizzazione di muri prefabbricati di altezza 240 cm.

Tratti 1-6

Nelle tabelle di seguito si riporta, per le unità litologiche più superficiali, il coefficiente di spinta attiva k_A (vedi par. 4.3, calcolato assumendo $\alpha = 90^\circ$), da cui si è determinato che le spinte maggiori sono quelle relative all'unità UL1, i cui parametri sono quindi stati assunti nelle verifiche seguenti. Si sono considerate unicamente le unità superficiali in quanto, avendo queste ultime spessore sempre superiore a 4 m, tutti gli interventi in progetto ricadono al loro interno.

Sono inoltre stati trascurati i parametri relativi al tratto 2 in quanto in questo tratto non è previsto il posizionamento di muri prefabbricati.

Per ciascuno strato si sono calcolate le spinte agenti su un manufatto di altezza 2.40 m (pari ai muri previsti in progetto), secondo la seguente formula:

$$S = \frac{1}{2} (\gamma_{nat,1} * k_{A,1} * H_1 - 2c'_{1} * \sqrt{k_{A,1}}) * (H_1 - z_{c,1})$$

con: $H_1 = z_{p.c.} - z_{fondo}$

$$z_{c,1} = \frac{2c'_1}{\gamma_{nat,1} \cdot \sqrt{k_{A,1}}} \text{ (profondità critica, dove } \sigma'_{H,A} = 0 \text{)}$$

| Muro prefabbricato h=240 cm | | Unità litotecnica | γ_s [kN/m ³] | φ' [°] | c' [kPa] | | k_A | $\gamma \cdot k_A$ | $-2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_A}$ | H_1 [m] | $z_{c,1}$ [m] | S [kN/m] |
|--------------------------------|----------|----------------------|---------------------------------|----------------|------------|--|-------|--------------------|--------------------------------|-----------|---------------|------------|
| | Tratto 1 | UL1 | 17 | 26.9 | 10.0 | | 0.335 | 5.699 | -11.58 | 2.4 | 2.03 | 0.39 |
| | Tratto 3 | UL2a | 17.5 | 30.3 | 10.0 | | 0.294 | 5.143 | -10.84 | 2.4 | 2.11 | 0.22 |
| | Tratto 4 | UL1 | 17 | 26.9 | 10.0 | | 0.335 | 5.699 | -11.58 | 2.4 | 2.03 | 0.39 |
| | Tratto 5 | UL2b | 18 | 31.4 | 10.0 | | 0.282 | 5.068 | -10.61 | 2.4 | 2.09 | 0.24 |
| | Tratto 6 | UL1 | 17 | 26.9 | 10.0 | | 0.335 | 5.699 | -11.58 | 2.4 | 2.03 | 0.39 |

Si può osservare che, come anticipato, le spinte maggiori si hanno in corrispondenza dell'unità UL1.

Nelle prove penetrometriche riportate nella *Relazione geologica*, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, per cui nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.

4 Descrizione dei carichi

Di seguito sono descritti i carichi agenti sulle opere introdotte nel capitolo precedente. Questi fanno riferimento al peso proprio delle strutture, alle spinte del terreno e dell'acqua e alle forze inerziali in condizioni sismiche.

4.1 Peso proprio delle opere

Per il calcolo dei pesi propri delle opere si sono assunte le densità riportate nella tabella seguente.

| Materiale | Peso |
|---------------------|---------------|
| Calcestruzzo armato | 25.00 [kN/mc] |
| Acqua | 9.81 [kN/mc] |

4.2 Forze d'attrito

L'angolo di attrito tra opera e terreno è stato posto pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno:

$$\delta = 2/3 \cdot \phi'$$

Nella verifica a scorrimento del manufatto è stato invece considerato l'attrito calcestruzzo-terreno tra la platea di fondazione e il terreno sottostante, considerando un coefficiente di attrito pari a $\mu = \tan \phi$.

4.3 Spinta delle terre

Le pressioni attive e passive dei terreni in condizione drenata sono state calcolate con le seguenti formule:

$$\sigma_{h,A} = \begin{cases} \gamma_{nat} \cdot z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A} & (sopra falda) \\ \gamma_{nat} \cdot z_w \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A} + \gamma' \cdot z^* \cdot K_A & (sotto falda) \end{cases}$$

$$\sigma_{h,P} = \begin{cases} \gamma_{nat} \cdot z \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P} & (sopra falda) \\ \gamma_{nat} \cdot z_w \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P} + \gamma' \cdot z^* \cdot K_P & (sotto falda) \end{cases}$$

dove:

- z è la profondità rispetto al piano campagna;
- z_w è la profondità di falda rispetto alla quota del piano campagna;
- z^* è la profondità rispetto alla quota di falda.
- γ_{nat} è il peso specifico naturale del terreno
- c' è la coesione efficace del terreno
- $\gamma' = \gamma_{nat} - \gamma_w$ è il peso specifico del terreno sommerso, essendo $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ il peso specifico dell'acqua.

Le spinte dei terreni sono state calcolate applicando gli opportuni coefficienti di spinta attiva o passiva, in relazione agli stati di cinematisma delle opere e agli angoli d'attrito dei terreni. I coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati ottenuti dalle relazioni di Coulomb [Fondazioni – progetto e analisi – Joseph E. Bowles]:

- $K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ è il coefficiente di spinta attiva secondo la

formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles], essendo α l'inclinazione del muro, $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$ l'angolo di attrito cls-terreno, e β l'inclinazione del piano campagna a monte del muro;

- $k_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ è il coefficiente di spinta passiva secondo la

formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles];

Le pressioni attive e passive dei terreni in condizione non drenata sono state calcolate con le seguenti formule:

$$\sigma_{h,A} = \gamma_{nat} \cdot z - 2C_u$$

$$\sigma_{h,P} = \gamma_{nat} \cdot z + 2C_u$$

dove:

- z è la profondità rispetto al piano campagna;
- γ_{nat} è il peso specifico naturale del terreno
- C_u è la coesione non drenata del terreno

Nel caso in esame, poiché si trascura cautelativamente la coesione, tutte le analisi sono state svolte in condizioni drenate.

4.3.1 Criteri sull'introduzione della resistenza passiva

La normativa [NTC2018 – Par. 6.5.3.1.1] stabilisce, relativamente ai muri di sostegno, a cui le opere in progetto possono essere assimilate ai fini delle verifiche di stabilità geotecnica:

"...Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera."

Nelle analisi svolte in questo elaborato non è mai stata considerato il contributo della resistenza passiva.

4.4 Spinta delle acque

Le acque di falda agiscono orizzontalmente sulle opere in termini di pressione laterale idrostatica e verticalmente come sottospinta e come volume gravante sulle opere.

4.5 Azioni sismiche

Per la stima delle azioni sismiche, si è eseguita un'analisi pseudo-statica mediante il metodo dell'equilibrio limite. L'impiego del foglio di calcolo Spettri.NTC ver 1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha permesso di valutare l'accelerazione attesa al suolo, note le coordinate del sito e le caratteristiche topografiche e stratigrafiche.

Nell'ambito della *Relazione geologica* sono stati individuati i parametri sismici relativi al Canale Lanza, suddividendo quest'ultimo in quattro macro aree di riferimento; data la scarsa variabilità di tali parametri nel tratto di analisi, nella presente relazione si è fatto cautelativamente riferimento solamente ai dati relativi al tratto più a valle, che risultano leggermente superiori.

Coerentemente con quanto previsto nella *Relazione geologica*, nella determinazione delle accelerazioni si sono considerati i parametri relativi costruzioni con livelli di prestazione ordinari e classe d'uso II, ovvero una vita nominale VN=50 anni e un coefficiente d'uso Cu=1. Si sono inoltre assunte categoria di sottosuolo B e categoria topografica T.

Dal foglio di calcolo Spettri.NTC ver 1.0.3 è stata ricavata l'accelerazione orizzontale massima attesa su riferimento rigido (a_g , cfr *Relazione geologica*), sulla base della quale sono calcolati i coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v da applicare alle forze agenti sul sistema per ottenere i corrispettivi valori inerziali indotti dal sisma [NTC 7.11.6.2.1]:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove β_m rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per lo SLV risulta:

| Parametro | Valore |
|------------------|-----------------------|
| a_g | 0.053g |
| a_{max} | 0.62 m/s ² |
| β_m | 1 |
| k_h | 0.064 |
| k_v | ±0.032 |

Il coefficiente β_m è stato assunto unitario come previsto da normativa per muri non liberi di subire spostamenti rispetto al terreno (scelta cautelativa) [NTC2018 – Par. 7.11.6.2.1].

5 Criteri generali di verifica

In accordo con la normativa vigente, le analisi sono state svolte con un approccio semi-probabilistico agli stati limite ultimi.

Gli approcci e i coefficienti utilizzati per le verifiche svolte nel presente elaborato sono specificati puntualmente ove necessario; nel paragrafo seguente si riporta una panoramica degli approcci e dei coefficienti previsti da normativa per le verifiche geotecniche.

5.1 Verifiche geotecniche

Per ognuna delle opere di progetto sono state eseguite le analisi geotecniche relative alla combinazione dei carichi più sfavorevole alla quale esse possono trovarsi soggette nel corso della loro vita nominale. Inoltre sono state effettuate anche verifiche con riferimento alle condizioni sismiche.

Per le verifiche SLU di stabilità globale, la normativa [A] prescrive l'utilizzo della combinazione di coefficienti A2-M2-R2 [NTC – 6.8.2].

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| Carichi | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|---|-------------|--|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1,1 |

Per le verifiche SLU di tipo geotecnico (scorrimento sul piano di posa, ribaltamento e collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno), la normativa [A] prescrive per i muri di sostegno, a cui l'opera è assimilabile, l'utilizzo della combinazione di coefficienti A1-M1-R3 [NTC – 6.5.3.1.1].

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| Carichi | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) | (A2) |
|---|-------------|--|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ^γ | 1,0 | 1,0 |

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,15$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,4$ |

Per le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (UPL), la normativa [A] prescrive invece l'utilizzo dei seguenti coefficienti [NTC – 6.2.4.2]:

Tab. 6.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

| | Effetto | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | Sollevamento (UPL) |
|---|-------------|--|--------------------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,1 |
| Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Per le verifiche a sifonamento (HYD) la normativa prevede invece [NTC – 6.2.4.2]:

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

NOTA: come dettagliato nel seguito, per le opere in esame non risulta necessario svolgere le verifiche a sollevamento, scorrimento, ribaltamento e a sifonamento; si riportano quindi unicamente le verifiche di stabilità globale e di capacità portante.

6 Canale Lanza

Di seguito si riportano le verifiche svolte per le strutture previste per il rifacimento delle sponde del Canale Lanza, descritte al paragrafo seguente.

6.1 Descrizione delle opere

I lavori consistono nel rifacimento delle sponde e del fondo del canale Lanza lungo i tratti ritenuti più ammalorati segnalati dal Consorzio, a partire dal punto di presa presso la traversa sul fiume Po per uno sviluppo complessivo di circa 9.6 km.

I tratti di intervento complessivamente coprono circa 6.36 km di canale, nella tabella che segue si riporta per ciascun tratto lo sviluppo e la tipologia di intervento:

| Da progr. | A progr. | Da sez. | A sez. | Tipologico | Altezza rivestimento in progetto | Larghezza fondo di progetto | Lunghezza |
|-----------|----------|---------|--------|------------|--|-----------------------------------|--------------|
| m | m | | | | m | m | m |
| 297.22 | 1157.55 | S0 | S10 | 1 | 2.40 | 9.50 | 860 |
| 1627.69 | 2958.22 | S11 | S24 | 2 | solo rifacimento fondo | 7.20÷8.90 | 1.330 |
| 3735.30 | 4261.17 | S25 | S31 | 3 | 2.40 | 7.50 | 526 |
| 4579.33 | 6041.05 | S32 | S45 | 4 | 2.40 | 7.50÷6.50 | 1.462 |
| 6041.05 | 6905.01 | S45 | S55 | 5 | 2.40 | 6.50 | 864 |
| 8285.84 | 9600.71 | S56 | S70 | 6 | 2.40 | 6.00 | 1.315 |
| | | | | | | Totale | 6.357 |

Gli interventi riguardano tratti di canale in cui le sponde, oggi in gran parte rivestite con lastre di calcestruzzo significativamente ammalorate o cadute sul fondo, vengono realizzate mediante la posa in opera di muri di sponda prefabbricati in cls inclinati di altezza circa pari a quella del rivestimento preesistente (max. 240 cm).

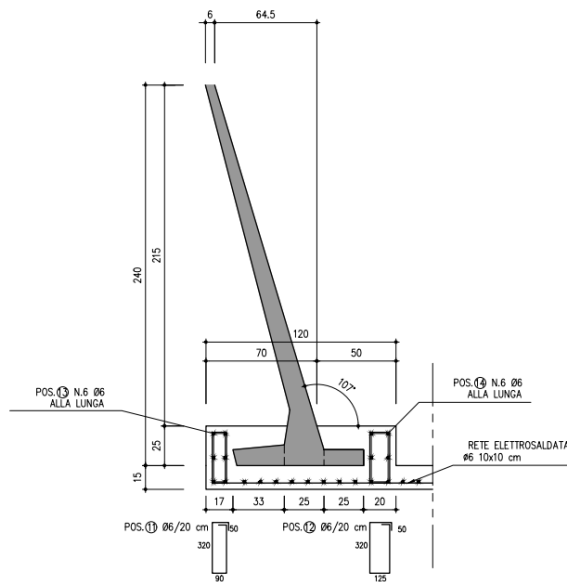
In analoga condizione versa il fondo esistente in cls che viene pur esso sostituito con una pavimentazione in cls dello spessore di 15 cm.

La realizzazione della nuova sezione del canale, di dimensioni trasversali progressivamente minori lungo lo sviluppo dello stesso, prevedrà una preliminare filatura delle sponde propedeutica alla fase di scavo e/o demolizione, al fine di rimuovere il materiale vegetale oggi presente. Quest'ultima interesserà le sponde e il fondo esistenti, con un aggiuntivo scavo di cassonetto (sp. max 25 cm), che sarà quindi riempito di materiale idoneo alla formazione di una massiciata stradale tipo Mac-Adam. Tale elemento avrà funzione di sottofondo alla nuova fondazione, che sarà realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera (sp. 15 cm) armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ 10x10 cm.

Oltre alla rete elettrosaldata, in corrispondenza di ciascun lato esterno della fondazione, saranno predisposte due file di staffe $\varnothing 6/20$ cm che avranno una doppia funzione: la prima di garantire, al termine della realizzazione della nuova sezione, l'ammorsamento del piede del muro di sponda prefabbricato alla fondazione; la seconda, di aspetto più pratico, di formare un vero e proprio cordolo guida per il corretto posizionamento del muro durante la fase di posa (vedi figura riportata di seguito).

Infine, per la fondazione è prevista la formazione di giunti trasversali ad interasse di 10 metri. Una volta gettati i primi 15 cm di fondazione, come già accennato, saranno posati i muri di sponda, forniti in conci di 250 cm ciascuno, sigillati tra di loro verticalmente con malta cementizia idraulica (si veda Tav. CL12.2) al fine di garantire la continuità della tenuta. I lavori sulla sezione del canale si concluderanno, come descritto precedentemente, con l'esecuzione del getto di collegamento tra piede del muro e fondazione (sp. 25 cm), il successivo rinterro a tergo dei muri di sponda (realizzato con il materiale precedentemente scavato) ed il loro inerbimento.

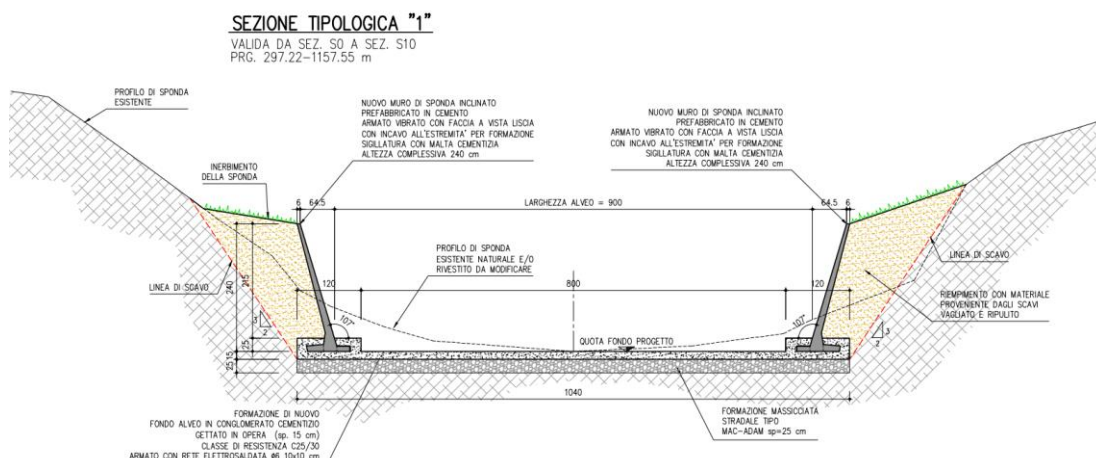
Si fa presente che l'unico tratto in progetto ove non è prevista la posa dei nuovi muri di sponda è il tratto n.2 (progr. 1627.69-2958.22 m), in cui è previsto in progetto la demolizione ed il successivo rifacimento del fondo alveo: pertanto le uniche lavorazioni previste sono la realizzazione dello strato di fondo in Mac-Adam e della fondazione in conglomerato cementizio, conservando le attuali sponde in calcestruzzo.



Per la descrizione puntuale degli interventi si rimanda alle tavole CL.

Si riporta di seguito, a titolo esemplificativo, la sezione tipologica 1, valida per il primo tratto in progetto.

Lavori di ristrutturazione della traversa e del Canale Lanza nonché delle reti irrigue collegate
Progetto esecutivo – 1° lotto funzionale – 1° stralcio (Lotto lavori 1: Canale)



6.2 Disegni di riferimento

Gli elaborati grafici relativi alle opere oggetto di analisi sono elencati nella tabella seguente.

| Numero Tavola | Titolo Tavola | Scala |
|---------------|---|----------|
| Tav. CL-1G | Planimetria generale dell'intervento | 1:10.000 |
| Tav. CL-1.1 | Tratto tipologico 1 (da prg 297.22 a prg 1157.55): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-1.3 | Tratto tipologico 1 (da prg 297.22 a prg 1157.55): Sezioni trasversali di progetto | 1:100 |
| Tav. CL-2.1 | Tratto tipologico 2 (da prg 1627.69 a prg 2958.22): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-2.3.1 | Tratto tipologico 2 (da prg 1627.69 a prg 2958.22): Sezioni trasversali di progetto (1 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-2.3.2 | Tratto tipologico 2 (da prg 1627.69 a prg 2958.22): Sezioni trasversali di progetto (2 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-3.1 | Tratto tipologico 3 (da prg 3735.30 a prg 4261.17): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-3.3 | Tratto tipologico 3 (da prg 3735.30 a prg 4261.17): Sezioni trasversali di progetto | 1:100 |
| Tav. CL-4.1 | Tratto tipologico 4 (da prg 4579.33 a prg 6041.05): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-4.3.1 | Tratto tipologico 4 (da prg 4579.33 a prg 6041.05): Sezioni trasversali di progetto (1 di 2) | 1:100 |

| | | |
|---------------|---|----------|
| Tav. CL-4.3.2 | Tratto tipologico 4 (da prg 4579.33 a prg 6041.05): Sezioni trasversali di progetto (2 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-5.1 | Tratto tipologico 5 (da prg 6041.05 a prg 6905.01): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-5.3.1 | Tratto tipologico 5 (da prg 6041.05 a prg 6905.01): Sezioni trasversali di progetto (1 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-5.3.2 | Tratto tipologico 5 (da prg 6041.05 a prg 6905.01): Sezioni trasversali di progetto (1 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-6.1 | Tratto tipologico 6 (da prg 8285.84 a prg 9600.71): Planimetria e profilo longitudinale di progetto | INDICATA |
| Tav. CL-6.3.1 | Tratto tipologico 6 (da prg 8285.84 a prg 9600.71): Sezioni trasversali di progetto (1 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-6.3.2 | Tratto tipologico 6 (da prg 8285.84 a prg 9600.71): Sezioni trasversali di progetto (2 di 2) | 1:100 |
| Tav. CL-12.1 | Sezioni tipologiche di progetto | 1:50 |
| Tav. CL-12.2 | Sezioni tipologiche di progetto - opere strutturali | 1:50 |

6.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

6.3.1 Calcestruzzo strutturale classe C25/30

Per i manufatti prefabbricati si prevede l'utilizzo di un cls di classe minima C25/30.

Il valore di resistenza caratteristica cubica R_{ck} del calcestruzzo selezionato è pari a 30 MPa.

Si definiscono dunque il valore caratteristico e medio della resistenza cilindrica, rispettivamente f_{ck} e f_{cm} [NTC 2018 – Par 11.2.10.1].

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32.90 \text{ MPa}$$

Come valori della resistenza media e caratteristica a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo, rispettivamente f_{ctm} e f_{ctk} , si sono assunti i seguenti valori [NTC 2018 – Par 11.2.10.2]:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cong 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} \cong 1.79 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto a compressione è calcolata in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.1].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cong 14.11 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

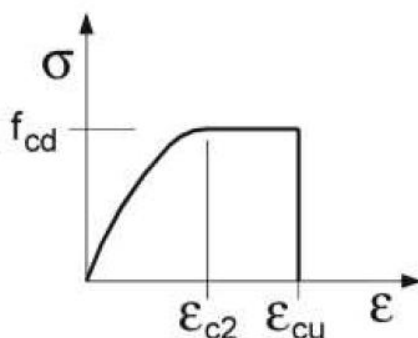
La resistenza di progetto a trazione è definita in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2].

$$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato con la seguente formula [NTC 2018 – Par. 11.2.10.3].

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \cong 31447 \text{ MPa}$$

Il diagramma di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.1]. In particolare si è considerato un modello $\sigma - \varepsilon$ di tipo parabola-rettangolo.



I valori assunti per ε_{c2} ed ε_{cu} sono quelli prescritti per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60, ovvero rispettivamente 0.20‰ e 0.35‰.

6.3.2 Acciaio per cemento armato tipo B450C

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento $f_{y,nom}$ e della tensione a carico massimo $f_{t,nom}$ da utilizzare nei calcoli [NTC 2018 – Par. 11.3.2.1]:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$$

Tra i requisiti richiesti da normativa [NTC 2018 – Tab. 11.3.Ib] sono specificati i due vincoli seguenti in merito ai valori caratteristici delle tensioni.

$$f_{y,k} \geq f_{y,nom}$$

$$f_{t,k} \geq f_{t,nom}$$

Pertanto i valori considerati per le tensioni caratteristiche sono i seguenti:

$$f_{y,k} = f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$$

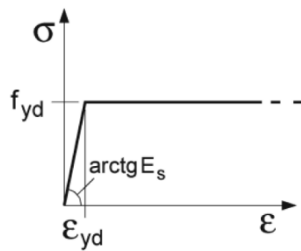
$$f_{t,k} = f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$$

La resistenza di progetto dell'acciaio $f_{y,d}$ è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore si ottiene come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2]:

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cong 391.3 \text{ MPa}$$

essendo $\gamma_s = 1.15$ il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Il diagramma di progetto tensione-deformazione dell'acciaio è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.2]. In particolare si è considerato un modello $\sigma - \varepsilon$ di elastico perfettamente plastico.



6.4 Muri prefabbricati h=240 cm

Poiché, come riportato al capitolo 3, le opere in progetto si trovano sempre al di sopra della quota di falda, non risulta necessario svolgere verifiche a sollevamento. Non risulta inoltre necessario effettuare verifiche a scorrimento e ribaltamento in quanto i muri in sponda destra e sinistra sono ammorsati nella platea di fondo che li rende di fatto un'unica struttura soggetta a carichi simmetrici, e che quindi non può essere soggetta a traslazioni e/o rotazioni.

Al fine di garantire quanto sopra, ovvero il collegamento tra i muri e la platea, nel seguito si effettuano il pre-dimensionamento dei muri prefabbricati e la verifica del collegamento tra questi ultimi e la platea di fondo, realizzato per mezzo di un ringrosso in calcestruzzo armato – lato campagna e lato fiume – con staffe $\Phi 6/20$.

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, sono state effettuate la verifica di stabilità globale e la verifica di capacità portante.

6.4.1 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Le verifiche sono state svolte per una sezione trasversale di muro di profondità unitaria.

Si è considerata una configurazione a canale vuoto, così da massimizzare le sollecitazioni derivanti dai terreni; le verifiche sono state svolte in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono considerati i seguenti carichi:

- Spinte del terreno

Come dettagliato nel capitolo 3, si sono considerati i parametri relativi all'unità UL1:

| Unità litotecnica | γ_s [kN/m ³] | ϕ' [°] | C' [kPa] | k_A |
|-------------------|---------------------------------|-------------|------------|-------|
| UL1 | 17 | 26.9 | 10.0 | 0.736 |

La quota del terreno, a favore di sicurezza, è sempre assunta pari alla sommità del muro.

Per il calcolo delle spinte a seguito dei rinterri sui lati del manufatto si è utilizzato il coefficiente di spinta attiva K_A , valutato nel seguente modo:

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

è il coefficiente di spinta attiva secondo la formulazione di Coulomb [Fondazioni. Progetto e analisi – Joseph E. Bowles], essendo $\alpha = 90^\circ$ (a favore di sicurezza si trascura l'inclinazione del muro)

l'inclinazione del muro, $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$ l'angolo di attrito cls-terreno, e $\beta = 26.6^\circ$

l'inclinazione del piano campagna a monte del muro nel tratto 1, che risulta essere il più critico (a favore di sicurezza si trascura il primo metro in cui il rinterro ha inclinazione nulla);

Le pressioni sono ottenute applicando la formula proposta di seguito:

$$p = \gamma_s \cdot z \cdot k - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k}$$

dove:

- z è la profondità rispetto al piano campagna;
- $k = K_A$ coefficiente di spinta attiva;
- Pressioni falda su pareti e piede (sottopressioni) [carico permanente]
Nelle prove penetrometriche riportate nella *Relazione geologica*, svolte lungo il Canale Lanza, è stata rinvenuta presenza di acqua soltanto nei primi tratti di intervento, e sempre al di sotto della quota di fondo del canale, per cui nelle verifiche seguenti non si è considerata presenza di falda.
- Sisma
Calcolato come specificato al paragrafo 4.5.

Sono considerate le combinazioni di carico riportate nella tabella seguente definite in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.5., Par. 7.3.5.].

| COMBINAZIONI | PESO PROPRIO | TERRENO | SISMA |
|----------------------|-----------------|---------|-------|
| SLU FONDAMENTALE | 1 | 1.3 | - |
| SLE RARA | 1 | 1 | - |
| SLE FREQUENTE | 1 | 1 | - |
| SLE QUASI PERMANENTE | 1 | 1 | - |
| SISMICA | 1 | 1 | 1 |

Nota: le combinazioni riportate su sfondo grigio non sono state considerate poiché data l'assenza di azioni variabili le combinazioni SLE coincidono.

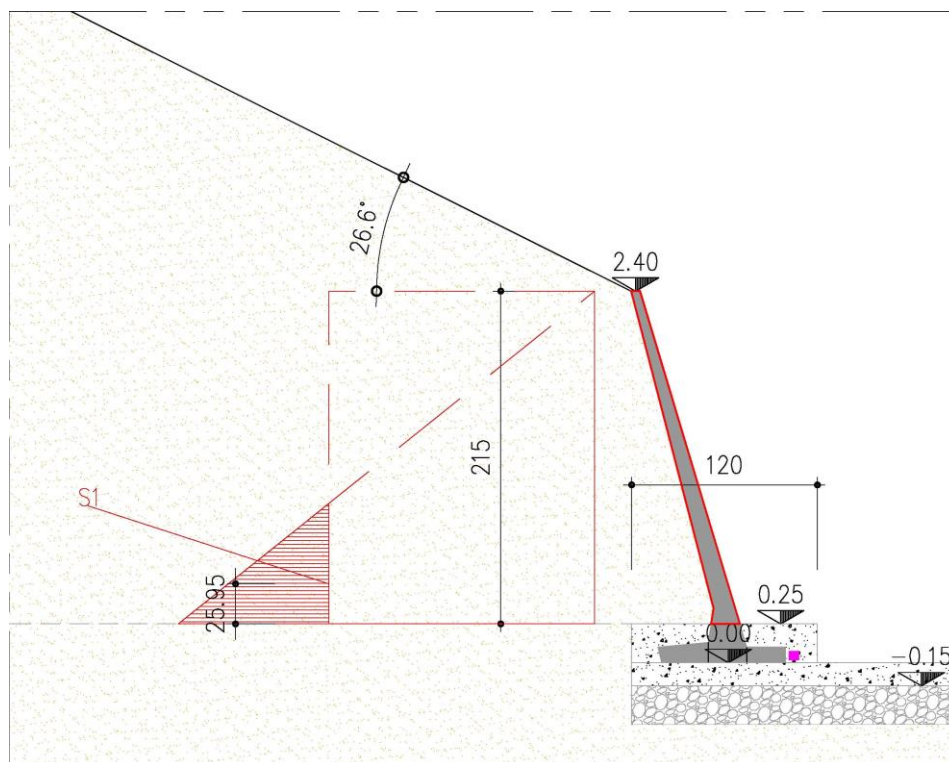
6.4.2 Pre-dimensionamento dei muri prefabbricati

Il dimensionamento degli elementi prefabbricati risulta a carico del fornitore; di seguito si riporta il predimensionamento delle opere in esame al fine di individuarne la tipologia strutturale e definire le azioni agenti su di esso.

6.4.2.1 Combinazione statica

Il muro di sponda è stato schematizzato come un'asta incastrata all'estremo inferiore su cui agisce la spinta del terreno calcolata come segue; nel calcolo si trascura cautelativamente il momento orario dato dal peso proprio, nonché il momento dato dalla componente verticale della spinta del terreno, che assume valore trascurabile.

Si è considerato il seguente schema di forze (come anticipato, si trascura cautelativamente il primo metro di terreno a inclinazione nulla a tergo del muro):



La spinta del terreno è stata calcolata come:

$$S_1 = \frac{1}{2} (\gamma_1 * k_{A,1} * H_1 - 2c'_1 * \sqrt{k_{A,1}}) * (H_1 - z_{c,1}) = 3.79 \text{ kN/m}$$

con: $H_1 = z_{p.c.} - z_{fondo} = 2.15 \text{ m}$

$$z_{c,1} = \frac{2c'_1}{\gamma_1 * \sqrt{k_{A,1}}} = 1.37 \text{ m (profondità critica, dove } \sigma'_{H,A} = 0)$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$S_{1,H} = S_1 * \cos(\delta) = 3.79 * \cos\left(\frac{2}{3} * 26.9^\circ\right) = 3.61 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni caratteristiche agenti alla base del muro sono quindi:

$$V_{ed,k} = S_{1,H} = 3.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,k} = S_{1,H} * b_H = 3.61 \text{ kN} * \frac{(2.15-1.37)m}{3} = 0.94 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni di progetto risultano poi:

$$V_{ed,d} = 1.3 * V_{ed,k} = 4.69 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed,d} = 1.3 * M_{ed,k} = 1.22 \text{ kNm}$$

Trascurando il ringrosso alla base del muro, e considerando quindi uno spessore alla base di 14 cm, le verifiche agli SLU e agli SLE risultano soddisfatte considerando un quantitativo di armatura pari a 3.93 cm², corrispondenti a armature $\phi 10/20$:

| | M_{ED} | N_{ED} | T_{ED} | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--|---|--|
| | [kNm/m] | [kN/m] | [kN/m] | | | |
| SLU | 1.22 | 0.00 | 4.69 | | | |
| RARA | 0.94 | | | | | |
| FREQ. | 0.94 | | | | | |
| Q. PERM. | 0.94 | | | | | |
| VERIFICA MURO PREFABBRICATO (sp. 14 cm) | | | | | | |
| Caratteristiche dei materiali | | | | | | |
| - Cls R_{ck} ≥ 30 MPa | | | | | | |
| R _{ck} = | 30 | MPa | | | | |
| f _{ck} = 0,83 * R _{ck} = | 24.90 | MPa | | | | |
| f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _C = | 14.11 | MPa | | | | |
| α _{cc} = | 0.85 | | | | coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata | |
| γ _C = | 1.5 | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo | |
| f _{cm} = f _{ck} + 8 = | 32.90 | MPa | | | | |
| f _{ctm} = 0,30 * f _{ck} ^{2/3} = | 2.56 | MPa | | | | |
| f _{ctk} = 0,7 * f _{ctm} = | 1.79 | MPa | | | | |
| f _{ctd} = f _{ctk} / γ _C = | 1.19 | MPa | | | | |
| f _{bd} = 2.25 * f _{ctk} / γ _C = | 2.69 | MPa | | | | |
| E _C = 22000 * (f _{cm} / 10) ^{0.3} = | 31 447 | MPa | | | | |
| - Acciaio B450C | | | | | | |
| f _{yk} = | 450.00 | MPa | | | | |
| f _{yd} = f _{yk} / γ _S = | 391.30 | MPa | | | | |
| γ _S = | 1.15 | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio | |
| E _S = | 210 000 | MPa | | | | |
| Deformazioni limite cls e acciaio | | | | | | |
| Questo schema è valido per: | | | | | | |
| - un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo | | | | | | |
| - per f _{ck} ≤ 50 N/mm ² | | | | | | |
| - un asse neutro reale dove x < h | | | | | | |
| β ₁ = | 0.80952 | | | | | |
| β ₂ = | 0.41597 | | | | | |
| ε _{c,2} = | 0.002 | | | | | |
| ε _{cu} = | 0.0035 | | | | | |
| ε _{uk} = | 0.075 | | | | | |
| ε _{yd} = f _{yd} / E _S = | 0.00186 | | | | | |
| ε _{ud} = 0,9 * ε _{uk} = | 0.0675 | | | | | |
| Caratteristiche geometriche della sezione di cls | | | | | | |
| b = | 100 | cm | | | | |
| h = | 14 | cm | | | | |
| d' = | 2.5 | cm | | | | |
| d = | 11.5 | cm | | | | |

| VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--------------|----------------|
| Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione | | | | | | |
| Verifica a taglio | | | | | | |
| Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio | | | | | | |
| | | | | | | |
| $V_{Ed, base} = 4.69 \text{ kN}$ $A_{S, compr} = \text{passo 20 } \Phi 10 + \Phi = 3.93 \text{ cm}^2$ $A_{S, tesa} = \text{passo 20 } \Phi 10 + \Phi = 3.93 \text{ cm}^2$ | | | | | | |
| con: | | | | | | |
| $b_w = b = 100 \text{ cm}$ $d' = 2.5 \text{ cm}$ $h = 14 \text{ cm}$ $d = 11.5 \text{ cm}$ | | | | | | |
| | | | | | | |
| $V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$ | | | | | 56.33 | kN |
| con: | | | | | | |
| $k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$ $\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0034 \leq 0.02$ $A_{Sl} = \text{armatura longitudinale tesa}$ $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 2.82 \text{ MPa}$ $N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$ $A_c = b * h = 1400 \text{ cm}^2$ | | | | | | |
| $N_{Ed} = \text{forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione}$ | | | | | | |
| | | | | | | |
| $V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$ | | | | | 56.81 | kN |
| con | | | | | | |
| $v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$ | | | | | | |
| | | | | | | |
| $V_{Rd} = \max (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$ | | | | | 56.81 | kN |
| | | | | | $V_{Ed} =$ | 4.69 kN |

| Verifica a flessione | | | | | | |
|--|-------|----------|-----------|------------|--------------------------------------|----------------------|
| $M_{Ed} =$ | | 1.22 | kNm | | | |
| $N_{Ed} =$ | | 0.00 | kN | | | |
| dove: | | | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 14 cm |
| $d' =$ | | 2.5 | cm | | $d =$ | 11.5 cm |
| $x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$ | | 5.3 | cm | | | |
| - Ipotesi $x < x_1$: | | | | | | |
| $\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$ | | 0.0035 | | | | |
| $\sigma'_s < f_{yd}$ | | | | | armatura compressa in campo elastico | |
| $\sigma_s = f_{yd} =$ | | 391.30 | MPa | | armatura tesa alla tensione f_{yd} | |
| $N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$ | | | | 611 | kN | |
| - Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$) | | | | | | |
| $\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$ | | | | | | |
| dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$ | | | | | | |
| $\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$ | | | | | | |
| 11 422 | x^2 | + | 134 969 | x | -7 215 846 | = 0 |
| $x =$ | 1.99 | cm | < | $x_1 =$ | 5.35 | cm |
| $\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$ | | -187.85 | MPa | | | |
| $M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$ | | | | | | |
| $M_{Rd} =$ | 17.63 | kNm | > | $M_{Ed} =$ | 1.22 | kNm |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara | | | | | | |
|---|--|----------|-----------------|---|-------------------|----------------------|
| Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio | | | | | | |
| Verifica tensioni in esercizio | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | | 0.94 | kNm | | | |
| $A_{S,compr} =$ | | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 14 cm |
| $d' =$ | | 2.5 | cm | | $d =$ | 11.5 cm |
| $n =$ | | 15 | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | | 1.00 | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | | 7.85 | cm ² | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$ | | | | | 3.05 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 5 170 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | | 0.55 | MPa | < | $0,60 * f_{ck} =$ | 14.94 MPa |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | | 22.94 | MPa | < | $0,8 * f_{yk} =$ | 360.00 MPa |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente | | | | | | |
|--|----------|-----------------|--------------------------------------|---------------|-------|-----------------|
| Si è condotta la verifica di fessurazione | | | | | | |
| <u>Verifica a fessurazione</u> | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | 0.94 | kNm | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 | cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 | cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | 100 | cm | | $h =$ | 14 | cm |
| $d' =$ | 2.5 | cm | | $d =$ | 11.5 | cm |
| $n =$ | 15 | | | | | |
| | | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | 1.00 | | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | 7.85 | cm ² | | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$ | | | | | 3.05 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 5 170 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 22.94 | MPa | | | | |
| | | | | | | |
| $\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$ | | | | | | |
| $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$ | -0.00038 | | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00007 | | |
| $k_t =$ | 0.4 | | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$ | 6.25 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$ | 3.65 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | 7.00 | cm | | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | 364.98 | cm ² | | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | 0.011 | | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | 6.68 | | | | | |
| $\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | 24.30 | cm | | | | |
| | | | | | | |
| $w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$ | 0.016 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.400 | mm |

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione

| | | | | | | |
|---|----------|--------------------------------------|---------|-------------------|--------|-----------------|
| $M_{Ed} = 0.94$ kNm | | | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 | cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | passo 20 | $\Phi 10$ | + | $\Phi =$ | 3.93 | cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | 100 | cm | | $h =$ | 14 | cm |
| $d' =$ | 2.5 | cm | | $d =$ | 11.5 | cm |
| $n =$ | 15 | | | | | |
| <hr/> | | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | 1.00 | | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | 7.85 | cm ² | | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$ | | | | | 3.05 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 5 170 | cm ⁴ |
| <hr/> | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 22.94 | MPa | | | | |
| $\sigma_s - k_t \frac{f_{cm} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{\rho_{eff}} =$ | -0.00038 | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00007 | | | |
| $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{\rho_{eff}}}{E_s} =$ | | | | | | |
| $\kappa_t =$ | 0.4 | | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2,5 * (h - d) =$ | 6.25 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$ | 3.65 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | 7.00 | cm | | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | 364.98 | cm ² | | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | 0.011 | | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | 6.68 | | | | | |
| $\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | 24.30 | cm | | | | |
| $w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$ | 0.016 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.300 | mm |
| <hr/> | | | | | | |
| Verifica tensioni in esercizio | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | 0.55 | MPa | $<$ | $0,45 * f_{ck} =$ | 11.21 | MPa |
| <hr/> | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 22.94 | MPa | $<$ | $0,8 * f_{yk} =$ | 360.00 | MPa |

6.4.2.2 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali e le sovraspinte sismiche, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 4.5, ovvero:

| | |
|-------|-------------|
| k_h | 0.064 |
| k_v | ± 0.032 |

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta del terreno.

Il volume del muro, misurato in Autocad, è pari a $V_{muro} = 0.52 \text{ m}^3$; considerando il peso specifico del calcestruzzo previsto da normativa $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$, il peso risulta $P_{muro} = 13.00 \text{ kN/m}$. La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{muro} = P_{muro} * 0.064 = 0.83 \text{ kN/m}$$

Il volume del terreno gravante sulla fondazione, assunto solidale con la struttura è pari a $V_{terr} = 0.59 \text{ m}^3$; considerando il peso specifico $\gamma_{terr} = 17 \text{ kN/m}^3$, il peso risulta $P_{terr} = 10.03 \text{ kN/m}$. La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{terr} = P_{terr} * 0.064 = 0.64 \text{ kN/m}$$

La sovraspinta orizzontale del terreno risulta inoltre

$$S_{1,eq} = S_{1,H} * 0.064 = 0.23 \text{ kN/m}$$

Il taglio agente alla base della struttura è quindi pari a:

$$V_{Ed,sism} = S_{1,H} + S_{1,eq} + Fh_{terr} + Fh_{muro} = 5.30 \text{ kN/m}$$

Il momento agente alla base del muro è stato calcolato considerando il braccio della spinta del terreno calcolato al paragrafo precedente e i bracci di muro e terreno individuati graficamente in Autocad, ovvero:

| | $Fh \left[\frac{kN}{m} \right]$ | $B \text{ [m]}$ | $M \text{ [kNm/m]}$ |
|-----------------|----------------------------------|-----------------|---------------------|
| Fh_{muro} | 0.83 | 0.32 | 0.27 |
| Fh_{terr} | 0.64 | 0.72 | 0.46 |
| $S_{1,eq}$ | 0.23 | 0.26 | 0.06 |
| $S_{1,H}$ | 3.61 | 0.26 | 0.94 |
| $M_{Ed,sism} =$ | | | 1.72 |

Poiché nella combinazione sismica le azioni sono assunte con coefficiente unitario, le sollecitazioni agenti alla base del muro sono appena superiori a quelle calcolate nella combinazione SLU e comunque inferiori alle resistenze individuate al paragrafo precedente, per cui le verifiche risultano soddisfatte.

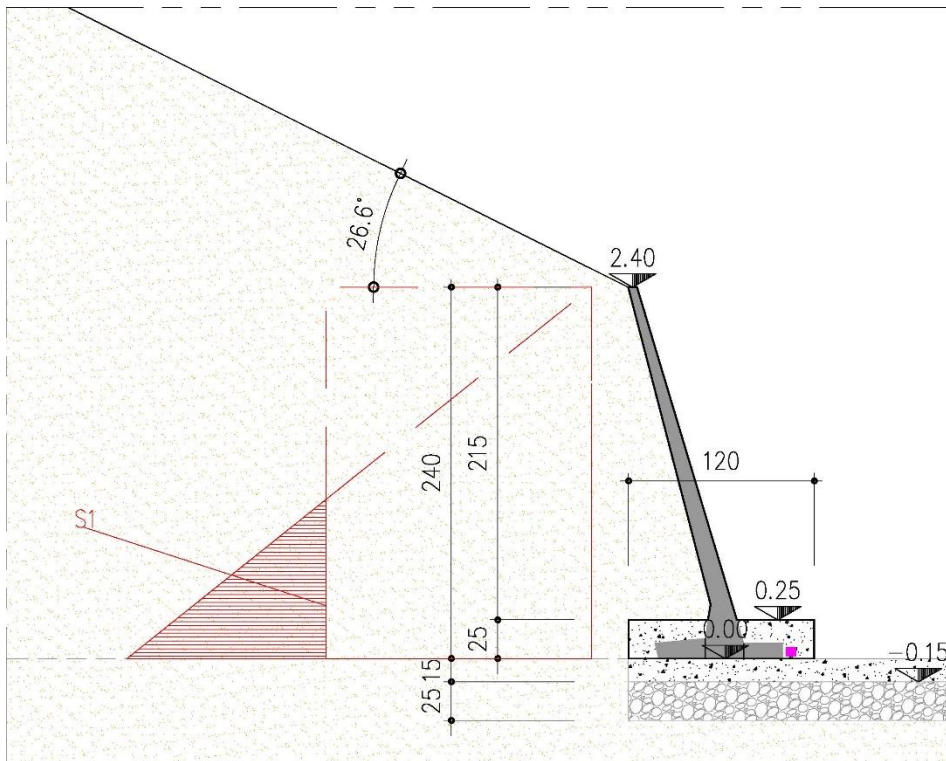
6.4.3 Verifica del collegamento con la platea di fondo

Come anticipato, il collegamento tra la platea di fondo e il ringrosso in corrispondenza della fondazione dei muri prefabbricati è garantito da due ordini di staffe, uno a monte dei muri (lato campagna) e uno a valle (lato fiume).

Come meglio dettagliato nel seguito, tale collegamento è stato garantito verificando che le staffe lato fiume siano in grado di resistere all'azione orizzontale esercitata dal terreno e trasmessa dal muro prefabbricato, e che la sezione di base nel suo complesso (B= 1.20 m, con due ordini di staffe) sia in grado di resistere al momento flettente dato dalla medesima azione.

6.4.3.1 Combinazione statica

Si è considerato il seguente schema di forze (come anticipato, si trascura cautelativamente il primo metro di terreno a inclinazione nulla a tergo del muro):



La spinta del terreno è stata calcolata come:

$$S_1 = \frac{1}{2} (\gamma_1 * k_{A,1} * H_1 - 2c'_1 * \sqrt{k_{A,1}}) * (H_1 - z_{c,1}) = 6.62 \text{ kN/m}$$

con: $H_1 = z_{p.c.} - z_{fondo} = 2.40 \text{ m}$

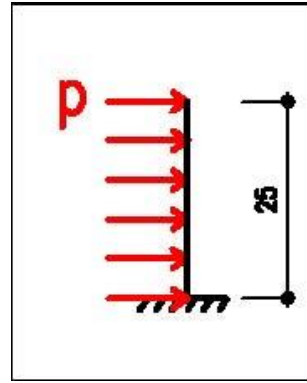
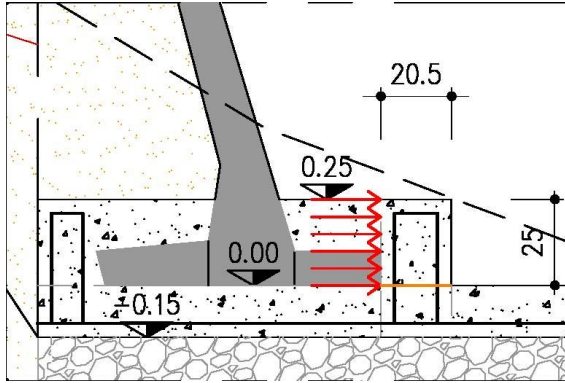
$$z_{c,1} = \frac{2c'_1}{\gamma_1 * \sqrt{k_{A,1}}} = 1.37 \text{ m (profondità critica, dove } \sigma'_{H,A} = 0)$$

La componente orizzontale della spinta risulta quindi:

$$S_{1,H} = S_1 * \cos(\delta) = 6.62 * \cos\left(\frac{2}{3} * 26.9^\circ\right) = 6.30 \text{ kN/m}$$

In primo luogo si è assunto, a scopo cautelativo, che tale sollecitazione si scarichi per intero sulla porzione di cls a valle del manufatto secondo lo schema seguente, con una pressione $p = \frac{S_{1,H}}{h} =$

$$\frac{6.30 \text{ kN/m}}{0.25 \text{ m}} = 25.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$



Il momento e il taglio di progetto agenti alla base della sezione evidenziata in arancione nella figura precedente sono quindi:

$$V_{Ed} = 1.3 * p * h = 1.3 * 25.19 * 0.25 = 8.18 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 1.3 * p * \frac{h^2}{2} = 1.3 * 25.19 * \frac{0.25^2}{2} = 1.02 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ek} = p * \frac{h^2}{2} = 25.19 * \frac{0.25^2}{2} = 0.79 \text{ kN/m}$$

Come visibile dalle verifiche seguenti, tali sollecitazioni possono essere portate da delle staffe $\Phi 6/20$.

| | M_{ED} | N_{ED} | T_{ED} | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--|--|---|
| | [kNm/m] | [kN/m] | [kN/m] | | | |
| SLU | 1.02 | 0.00 | 8.18 | | | |
| RARA | 0.79 | | | | | |
| FREQ. | 0.79 | | | | | |
| Q. PERM. | 0.79 | | | | | |
| | | | | | | |
| VERIFICA STAFFE LATO FIUME | | | | | | |
| Caratteristiche dei materiali | | | | | | |
| - Cls R_{ck} ≥ 30 MPa | | | | | | |
| R _{ck} = | 30 | MPa | | | | |
| f _{ck} = 0,83 * R _{ck} = | 24.90 | MPa | | | | |
| f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _C = | 14.11 | MPa | | | | |
| α _{cc} = | 0.85 | | | | | coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata |
| γ _C = | 1.5 | | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo |
| f _{cm} = f _{ck} + 8 = | 32.90 | MPa | | | | |
| f _{ctm} = 0,30 * f _{ck} ^{2/3} = | 2.56 | MPa | | | | |
| f _{ctk} = 0,7 * f _{ctm} = | 1.79 | MPa | | | | |
| f _{ctd} = f _{ctk} / γ _C = | 1.19 | MPa | | | | |
| f _{bd} = 2.25 * f _{ctk} / γ _C = | 2.69 | MPa | | | | |
| E _C = 22000 * (f _{cm} / 10) ^{0.3} = | 31 447 | MPa | | | | |
| - Acciaio B450C | | | | | | |
| f _{yk} = | 450.00 | MPa | | | | |
| f _{yd} = f _{yk} / γ _S = | 391.30 | MPa | | | | |
| γ _S = | 1.15 | | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio |
| E _S = | 210 000 | MPa | | | | |
| Deformazioni limite cls e acciaio | | | | | | |
| Questo schema è valido per: | | | | | | |
| - un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo | | | | | | |
| - per f _{ck} ≤ 50 N/mm ² | | | | | | |
| - un asse neutro reale dove x < h | | | | | | |
| β ₁ = | 0.80952 | | | | | |
| β ₂ = | 0.41597 | | | | | |
| ε _{c,2} = | 0.002 | | | | | |
| ε _{cu} = | 0.0035 | | | | | |
| ε _{uk} = | 0.075 | | | | | |
| ε _{yd} = f _{yd} / E _S = | 0.00186 | | | | | |
| ε _{ud} = 0,9 * ε _{uk} = | 0.0675 | | | | | |
| Caratteristiche geometriche della sezione di cls | | | | | | |
| b = | 100 | cm | | | | |
| h = | 20.5 | cm | | | | |
| d' = | 4.3 | cm | | | | |
| d = | 16.2 | cm | | | | |

| VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO | | | | | | |
|--|--|----------|-----------------|------|-----------------------|----------------------|
| Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione | | | | | | |
| <u>Verifica a taglio</u> | | | | | | |
| Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Ed, base} = | | 8.18 | kN | | | |
| A _{S, compr} = | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| A _{S, tesa} = | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| b _w = b = | | 100 | cm | | h = | 20.5 cm |
| d' = | | 4.3 | cm | | d = | 16.2 cm |
| | | | | | | |
| V _{Rd1} = [0.18 * k * (100 * ρ ₁ * f _{ck}) ^{1/3} / γ _C + 0.15 * σ _{cp}] * b _w * d = | | | | | 50.36 | kN |
| con: | | | | | | |
| k = 1 + (200 / d) ^{1/2} = | | 2.00 | ≥ | 2 | | |
| ρ ₁ = A _{Sl} / (b _w * d) = | | 0.0009 | ≤ | 0.02 | | |
| A _{Sl} = armatura longitudinale tesa | | | | | | |
| σ _{cp} = N _{Ed} / A _c = | | 0.00 | MPa | < | 0,2 f _{cd} = | 2.82 MPa |
| N _{Ed} = | | 0.00 | kN | | | |
| A _c = b * h = | | 2 050 | cm ² | | | |
| N _{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Rd2} = (v _{min} + 0.15 * σ _{cp}) * b _w * d = | | | | | 80.03 | kN |
| con | | | | | | |
| v _{min} = 0.035 * k ^{3/2} * f _{ck} ^{1/2} = | | 0.494 | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Rd} = max (V _{Rd1} ; V _{Rd2}) = | | 80.03 | kN | > | V _{Ed} = | 8.18 kN |

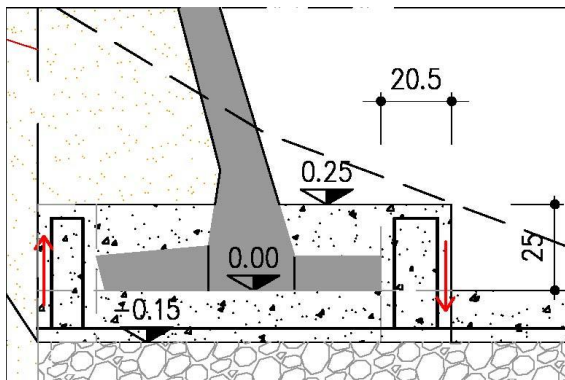
| Verifica a flessione | | | | | | |
|--|-------|-----------|--------|------------|--------------------------------------|----------------------|
| $M_{Ed} =$ | | 1.02 | kNm | | | |
| $N_{Ed} =$ | | 0.00 | kN | | | |
| dove: | | | | | | |
| $A_{S,comp} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 20.5 cm |
| $d' =$ | | 4.3 | cm | | $d =$ | 16.2 cm |
| $x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$ | | 9.2 | cm | | | |
| - Ipotesi $x < x_1$: | | | | | | |
| $\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$ | | 0.0035 | | | | |
| $\sigma'_s < f_{yd}$ | | | | | armatura compressa in campo elastico | |
| $\sigma_s = f_{yd} =$ | | 391.30 | MPa | | armatura tesa alla tensione f_{yd} | |
| $N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$ | | | | 1 050 | kN | |
| - Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$) | | | | | | |
| $\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$ | | | | | | |
| dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$ | | | | | | |
| $\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$ | | | | | | |
| 11 422 | x^2 | + | 48 589 | x | -4 468 052 | = 0 |
| $x =$ | 1.78 | cm | < | $x_1 =$ | 9.20 | cm |
| $\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$ | | -1 044.05 | MPa | | | |
| $M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$ | | | | | | |
| $M_{Rd} =$ | 13.81 | kNm | > | $M_{Ed} =$ | 1.02 | kNm |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara | | | | | | |
|---|--|----------|-----------------|---|-------------------|----------------------|
| Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio | | | | | | |
| Verifica tensioni in esercizio | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | | 0.79 | kNm | | | |
| $A_{S,compr} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 20.5 cm |
| $d' =$ | | 4.3 | cm | | $d =$ | 16.2 cm |
| $n =$ | | 15 | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | | 1.00 | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | | 2.83 | cm ² | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$ | | | | | 2.55 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 4 569 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | | 0.44 | MPa | < | $0,60 * f_{ck} =$ | 14.94 MPa |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | | 35.25 | MPa | < | $0,8 * f_{yk} =$ | 360.00 MPa |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente | | | | | | |
|---|----------|-----------------|--------------------------------------|---------------|-------|-----------------|
| Si è condotta la verifica di fessurazione | | | | | | |
| <u>Verifica a fessurazione</u> | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | 0.79 | kNm | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 | cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 | cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | 100 | cm | | $h =$ | 20.5 | cm |
| $d' =$ | 4.3 | cm | | $d =$ | 16.2 | cm |
| $n =$ | 15 | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | 1.00 | | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | 2.83 | cm ² | | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$ | | | | | 2.55 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 4 569 | cm ⁴ |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 35.25 | MPa | | | | |
| $\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$ | | | | | | |
| $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$ | -0.00193 | | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00010 | | |
| $\kappa_t =$ | 0.4 | | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$ | 10.75 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$ | 5.98 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | 10.25 | cm | | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | 598.17 | cm ² | | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | 0.002 | | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | 6.68 | | | | | |
| $\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | 57.78 | cm | | | | |
| $w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$ | 0.058 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.400 | mm |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente | | | | | | |
|---|--|----------|-----------------|--------------------------------------|-------------------|----------------------|
| Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio | | | | | | |
| Verifica a fessurazione | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | | 0.79 | kNm | | | |
| $A_{S,compr} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 20.5 cm |
| $d' =$ | | 4.3 | cm | | $d =$ | 16.2 cm |
| $n =$ | | 15 | | | | |
| | | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | | 1.00 | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | | 2.83 | cm ² | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$ | | | | | 2.55 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 4 569 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | | 35.25 | MPa | | | |
| | | | | | | |
| $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$ | | -0.00193 | | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00010 | |
| | | | | | | |
| $\kappa_t =$ | | 0.4 | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$ | | 10.75 | cm | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$ | | 5.98 | cm | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | | 10.25 | cm | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | | 598.17 | cm ² | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | | 0.002 | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | | 6.68 | | | | |
| $\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | | 57.78 | cm | | | |
| | | | | | | |
| $w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$ | | 0.058 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.300 mm |
| | | | | | | |
| Verifica tensioni in esercizio | | | | | | |
| | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | | 0.44 | MPa | $<$ | $0.45 * f_{ck} =$ | 11.21 MPa |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | | 35.25 | MPa | $<$ | $0.8 * f_{yk} =$ | 360.00 MPa |
| | | | | | | |

Un'ulteriore verifica è stata svolta considerando che il momento dovuto all'azione orizzontale del terreno venga portato dalla sezione alla base del ringrosso, secondo lo schema seguente:



Sulla sezione di base (di larghezza 1.20 m) agiscono quindi le seguenti sollecitazioni:

$$V_{Ed} = 1.3 * S_{1,H} = 1.3 * 6.30 = 8.18 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 1.3 * S_{1,H} * \frac{H_{terr}}{3} = 1.3 * 6.30 * \frac{2.4-1.37}{3} = 2.81 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{Ek} = S_{1,H} * \frac{H_{terr}}{3} = 6.30 * \frac{2.4-1.37}{3} = 2.16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Anche in questo caso le verifiche risultano soddisfatte prevedendo staffe $\Phi 6/20$ sia a monte sia a valle del muro prefabbricato, come si evince dalle verifiche seguenti, in cui si è considerato, a favore di sicurezza, che l'area di acciaio compresso sia data da un solo braccio delle staffe di valle e quella tesa da un solo braccio delle staffe di monte.

| | M_{ED} | N_{ED} | T_{ED} | | | |
|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--|--|---|
| | [kNm/m] | [kN/m] | [kN/m] | | | |
| SLU | 2.81 | 0.00 | 8.18 | | | |
| RARA | 2.16 | | | | | |
| FREQ. | 2.16 | | | | | |
| Q. PERM. | 2.16 | | | | | |
| VERIFICA STAFFE LATO CAMPAGNA | | | | | | |
| Caratteristiche dei materiali | | | | | | |
| - Cls R_{ck} ≥ 30 MPa | | | | | | |
| R _{ck} = | 30 | MPa | | | | |
| f _{ck} = 0,83 * R _{ck} = | 24.90 | MPa | | | | |
| f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _C = | 14.11 | MPa | | | | |
| α _{cc} = | 0.85 | | | | | coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata |
| γ _C = | 1.5 | | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo |
| f _{cm} = f _{ck} + 8 = | 32.90 | MPa | | | | |
| f _{ctm} = 0,30 * f _{ck} ^{2/3} = | 2.56 | MPa | | | | |
| f _{ctk} = 0,7 * f _{ctm} = | 1.79 | MPa | | | | |
| f _{ctd} = f _{ctk} / γ _C = | 1.19 | MPa | | | | |
| f _{bd} = 2.25 * f _{ctk} / γ _C = | 2.69 | MPa | | | | |
| E _C = 22000 * (f _{cm} / 10) ^{0.3} = | 31 447 | MPa | | | | |
| - Acciaio B450C | | | | | | |
| f _{yk} = | 450.00 | MPa | | | | |
| f _{yd} = f _{yk} / γ _S = | 391.30 | MPa | | | | |
| γ _S = | 1.15 | | | | | coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio |
| E _S = | 210 000 | MPa | | | | |
| Deformazioni limite cls e acciaio | | | | | | |
| Questo schema è valido per: | | | | | | |
| - un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo | | | | | | |
| - per f _{ck} ≤ 50 N/mm ² | | | | | | |
| - un asse neutro reale dove x < h | | | | | | |
| β ₁ = | 0.80952 | | | | | |
| β ₂ = | 0.41597 | | | | | |
| ε _{c,2} = | 0.002 | | | | | |
| ε _{cu} = | 0.0035 | | | | | |
| ε _{uk} = | 0.075 | | | | | |
| ε _{yd} = f _{yd} / E _S = | 0.00186 | | | | | |
| ε _{ud} = 0,9 * ε _{uk} = | 0.0675 | | | | | |
| Caratteristiche geometriche della sezione di cls | | | | | | |
| b = | 100 | cm | | | | |
| h = | 120 | cm | | | | |
| d' = | 4.3 | cm | | | | |
| d = | 115.7 | cm | | | | |

| VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO | | | | | | |
|---|--|--|--|--|--|---------------------------|
| Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione | | | | | | |
| Verifica a taglio | | | | | | |
| Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Ed, base} = 8.18 kN | | | | | | |
| A _{S, compr} = passo 20 Φ6 + Φ = 1.41 cm² | | | | | | |
| A _{S, tesa} = passo 20 Φ6 + Φ = 1.41 cm² | | | | | | |
| con: | | | | | | |
| b _w = b = 100 cm h = 120 cm | | | | | | |
| d' = 4.3 cm d = 115.7 cm | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Rd 1} = [0.18 * k * (100 * ρ ₁ * f _{ck}) ^{1/3} / γ _C + 0.15 * σ _{cp}] * b _w * d = | | | | | | 132.21 kN |
| con: | | | | | | |
| k = 1 + (200 / d) ^{1/2} = 1.42 ≤ 2 | | | | | | |
| ρ ₁ = A _{Sl} / (b _w * d) = 0.0001 ≤ 0.02 | | | | | | |
| A _{Sl} = armatura longitudinale tesa | | | | | | |
| σ _{cp} = N _{Ed} / A _c = 0.00 MPa < 0,2 f _{cd} = 2.82 MPa | | | | | | |
| N _{Ed} = 0.00 kN | | | | | | |
| A _c = b * h = 12 000 cm² | | | | | | |
| N _{Ed} = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Rd 2} = (v _{min} + 0.15 * σ _{cp}) * b _w * d = | | | | | | 340.40 kN |
| con | | | | | | |
| v _{min} = 0.035 * k ^{3/2} * f _{ck} ^{1/2} = 0.294 | | | | | | |
| | | | | | | |
| V _{Rd} = max (V _{Rd 1} ; V _{Rd 2}) = | | | | | | 340.40 kN |
| | | | | | | V _{Ed} = 8.18 kN |

| Verifica a flessione | | | | | | |
|--|-------|-----------|----------|------------|--------------------------------------|----------------------|
| $M_{Ed} =$ | | 2.81 | kNm | | | |
| $N_{Ed} =$ | | 0.00 | kN | | | |
| dove: | | | | | | |
| $A_{S,comp} =$ | | passo 20 | $\Phi 6$ | + | $\Phi =$ | 1.41 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | $\Phi 6$ | + | $\Phi =$ | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 120 cm |
| $d' =$ | | 4.3 | cm | | $d =$ | 115.7 cm |
| $x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' =$ | | 9.2 | cm | | | |
| - Ipotesi $x < x_1$: | | | | | | |
| $\epsilon_c = \epsilon_{cu} =$ | | 0.0035 | | | | |
| $\sigma'_s < f_{yd}$ | | | | | armatura compressa in campo elastico | |
| $\sigma_s = f_{yd} =$ | | 391.30 | MPa | | armatura tesa alla tensione f_{yd} | |
| $N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,comp} - A_{S,tesa}) * f_{yd} =$ | | | | 1 050 | kN | |
| - Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$) | | | | | | |
| $\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,comp} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$ | | | | | | |
| dove: $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$ | | | | | | |
| $\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,comp} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,comp} = 0$ | | | | | | |
| 11 422 | x^2 | + | 48 589 | x | -4 468 052 | = 0 |
| $x =$ | 1.78 | cm | < | $x_1 =$ | 9.20 | cm |
| $\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) =$ | | -1 044.05 | MPa | | | |
| $M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,comp} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$ | | | | | | |
| $M_{Rd} =$ | 68.85 | kNm | > | $M_{Ed} =$ | 2.81 | kNm |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara | | | | | | |
|---|--|----------|-----------------|---|-------------------|----------------------|
| Si è condotta la verifica delle tensioni di esercizio | | | | | | |
| Verifica tensioni in esercizio | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | | 2.16 | kNm | | | |
| $A_{S,compr} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | | 100 | cm | | $h =$ | 120 cm |
| $d' =$ | | 4.3 | cm | | $d =$ | 115.7 cm |
| $n =$ | | 15 | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | | 1.00 | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | | 2.83 | cm ² | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$ | | | | | 6.72 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 262 093 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | | 0.06 | MPa | < | $0,60 * f_{ck} =$ | 14.94 MPa |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | | 13.46 | MPa | < | $0,8 * f_{yk} =$ | 360.00 MPa |

| VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente | | | | | | |
|---|----------|-----------------|--------------------------------------|---------------|---------|-----------------|
| Si è condotta la verifica di fessurazione | | | | | | |
| <u>Verifica a fessurazione</u> | | | | | | |
| | | | | | | |
| $M_{Ed} =$ | 2.16 | kNm | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 | cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | passo 20 | Φ6 | + | Φ = | 1.41 | cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | 100 | cm | | $h =$ | 120 | cm |
| $d' =$ | 4.3 | cm | | $d =$ | 115.7 | cm |
| $n =$ | 15 | | | | | |
| | | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | 1.00 | | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | 2.83 | cm ² | | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$ | | | | | 6.72 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 262 093 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 13.46 | MPa | | | | |
| | | | | | | |
| $\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})$ | | | | | | |
| $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} =$ | -0.00367 | | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00004 | | |
| $\kappa_t =$ | 0.4 | | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2.5 * (h - d) =$ | 10.75 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h - x) / 3 =$ | 37.76 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | 60.00 | cm | | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | 1075.00 | cm ² | | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | 0.001 | | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | 6.68 | | | | | |
| $\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | 92.18 | cm | | | | |
| | | | | | | |
| $w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$ | 0.035 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.400 | mm |

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente

Si sono condotte le verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione

| | | | | | | |
|---|----------|--------------------------------------|---------|-------------------|---------|-----------------|
| $M_{Ed} = 2.16$ kNm | | | | | | |
| $A_{S,compr} =$ | passo 20 | $\Phi 6$ | + | $\Phi =$ | 1.41 | cm ² |
| $A_{S,tesa} =$ | passo 20 | $\Phi 6$ | + | $\Phi =$ | 1.41 | cm ² |
| con: | | | | | | |
| $b =$ | 100 | cm | | $h =$ | 120 | cm |
| $d' =$ | 4.3 | cm | | $d =$ | 115.7 | cm |
| $n =$ | 15 | | | | | |
| | | | | | | |
| $\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$ | 1.00 | | | | | |
| $A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$ | 2.83 | cm ² | | | | |
| $x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$ | | | | | 6.72 | cm |
| $J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$ | | | | | 262 093 | cm ⁴ |
| | | | | | | |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 13.46 | MPa | | | | |
| $\sigma_s - k_t \frac{f_{cm} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{\rho_{eff}} =$ | -0.00367 | $< 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$ | 0.00004 | | | |
| $\epsilon_{sm} =$ | | | | | | |
| $k_t =$ | 0.4 | | | | | |
| $h_{c,eff 1} = 2,5 * (h-d) =$ | 10.75 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 2} = (h-x) / 3 =$ | 37.76 | cm | | | | |
| $h_{c,eff 3} = h / 2 =$ | 60.00 | cm | | | | |
| $A_{c,eff} = \min (h_{c,eff i}) * b =$ | 1075.00 | cm ² | | | | |
| $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} =$ | 0.001 | | | | | |
| $\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ | 6.68 | | | | | |
| $\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} =$ | 92.18 | cm | | | | |
| $w_d = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$ | 0.035 | mm | \leq | $w_{d,max} =$ | 0.300 | mm |
| | | | | | | |
| <u>Verifica tensioni in esercizio</u> | | | | | | |
| $\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$ | 0.06 | MPa | $<$ | $0,45 * f_{ck} =$ | 11.21 | MPa |
| $\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$ | 13.46 | MPa | $<$ | $0,8 * f_{yk} =$ | 360.00 | MPa |

6.4.3.2 Combinazione sismica

Si è analizzata la medesima configurazione a canale vuoto appena descritta; le azioni agenti sono quindi quelle calcolate al paragrafo precedente, a cui si aggiungono le forze inerziali e le sovraspinte sismiche, determinate per mezzo dei coefficienti sismici calcolati al paragrafo 4.5, ovvero:

| | |
|-------|-------------|
| k_h | 0.064 |
| k_v | ± 0.032 |

Le forze inerziali sono assunte, a favore di sicurezza, concordi con la spinta del terreno.

Il volume del muro (compreso il ringrosso), misurato in Autocad, è pari a $V_{muro} = 0.52 \text{ m}^3$; considerando il peso specifico del calcestruzzo previsto da normativa $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$, il peso risulta $P_{muro} = 13.00 \text{ kN/m}$. La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{muro} = P_{muro} * 0.064 = 0.83 \text{ kN/m}$$

Il volume del terreno gravante sulla fondazione, assunto solidale con la struttura è pari a $V_{terr} = 0.59 \text{ m}^3$; considerando il peso specifico $\gamma_{terr} = 17 \text{ kN/m}^3$, il peso risulta $P_{terr} = 10.03 \text{ kN/m}$. La sua forza inerziale orizzontale è quindi pari a:

$$Fh_{terr} = P_{terr} * 0.064 = 0.64 \text{ kN/m}$$

La sovraspinta orizzontale del terreno risulta inoltre

$$S_{1,eq} = S_{1,H} * 0.064 = 0.40 \text{ kN/m}$$

La forza orizzontale totale è quindi pari a:

$$S_{sism} = S_{1,H} + S_{1,eq} + Fh_{terr} + Fh_{muro} = 8.16 \text{ kN/m}$$

Il momento agente alla base del muro è stato calcolato considerando il braccio della spinta del terreno calcolato al paragrafo precedente e i bracci di muro e terreno individuati graficamente in Autocad, ovvero:

| | $Fh \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$ | $B \text{ [m]}$ | $M \text{ [kNm/m]}$ |
|-----------------|--|-----------------|---------------------|
| Fh_{muro} | 0.83 | 0.57 | 0.47 |
| Fh_{terr} | 0.64 | 0.97 | 0.62 |
| $S_{1,eq}$ | 0.40 | 0.34 | 0.14 |
| $S_{1,H}$ | 6.30 | 0.34 | 2.14 |
| $M_{Ed,sism} =$ | | | 3.38 |

Poiché nella combinazione sismica le azioni sono assunte con coefficiente unitario, le sollecitazioni agenti sia sulla staffa lato fiume sia su quella lato campagna sono appena superiori a quelle calcolate nella combinazione SLU, e comunque inferiori alle resistenze calcolate al paragrafo precedente, per cui le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

6.4.4 Verifica di stabilità globale

In accordo con la normativa [NTC2018 – 6.8.2], le verifiche sono state svolte secondo l'approccio A2-M2-R2.

Le verifiche sono state svolte per la sezione S4 – sponda sinistra, che risulta la più critica per i tratti tipologici in progetto dal momento che presenta la scarpata di dimensioni maggiori alle spalle del muro e sono presenti due strade.

Le verifiche sono state svolte in configurazione di canale vuoto, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

6.4.4.1 Descrizione del codice di calcolo

Le analisi sono state eseguite attraverso il software SSAP 2010 (Slope Stability Analysis Program) – versione 5.0 (2020), sviluppato dal Dr. Lorenzo Borselli, Geologo e Professore di Geotecnica e Geologia applicata all'Ingegneria all'università di San Luis Potosì, Messico. Il software, dotato di Licenza d'uso Freeware, e la relativa documentazione sono reperibili al sito ufficiale di SSAP: <https://www.ssap.eu>.

SSAP2010 è caratterizzato dalla presenza di 7 metodi di calcolo rigorosi che operano nell'ambito della metodologia della verifica della stabilità dei pendii mediante il metodo dell'equilibrio limite (Limit Equilibrium Method – LEM); è possibile analizzare sia pendii in materiali sciolti, sia ammassi rocciosi fratturati.

Per la documentazione relativa a ciascun metodo e per un confronto tra di essi, si rimanda al manuale reperibile al sito ufficiale citato in precedenza. Per le analisi di stabilità globale presentate in questo capitolo si è fatto ricorso al metodo di Spencer, che è risultato essere il più conservativo tra quelli appartenenti all'insieme 1 consigliato dall'autore (Spencer, Morgenster-Price, Chen-Morgenstern, Borselli).

Il software garantisce inoltre la possibilità di inserire all'interno del modello sovraccarichi, strutture di sostegno quali muri o palificate, tiranti o ancoraggi, geogriglie/geosintetici e reti in aderenza ancorate.

E' inoltre possibile svolgere la verifica in condizione sismica per mezzo di un approccio pseudostatico, ovvero facendo ricorso ai coefficienti k_h e k_v definiti come al paragrafo 0, ma con β_s indicato dalla Tab. 7.11.I delle NTC2018.

Generalità sulle verifiche di stabilità

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "fattore o coefficiente di sicurezza" indicato con il simbolo f_s .

I metodi di calcolo di f_s impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette limit equilibrium method; nei metodi lem il calcolo di f_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3d il calcolo

viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2d) della superficie di potenziale scivolamento.

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Vien quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_f (capacità) e quindi è possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Se $F_s > 1.0$ il pendio si trova in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene F_s possa essere in realtà localmente variabile, si assume che F_s sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero si ha dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

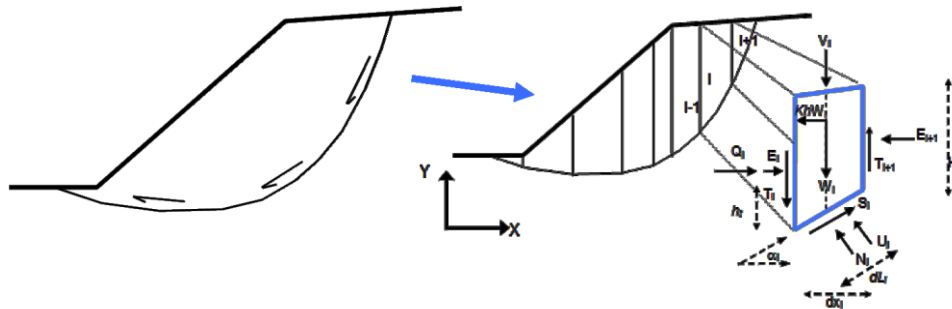
F_s deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, F_s viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "*FATTORE DI SICUREZZA*" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso. Tale superficie è detta anche "*SUPERFICIE CRITICA*".

Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente si ha una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. L'espressione di F_s permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo.

Per procedere con il calcolo di **F_s** la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci delimitate da superficie verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura seguente.



Queste forze sono **W**=Peso del concio, **S**=Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, **N**=Forza peso normale alla base del concio, **U**=Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, **T**=Forza verticale interconco, **E**=Forza orizzontale interconco.

F_s può essere determinato mediante un sistema di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **F_s**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "*General equilibrium method*" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di **F_s** calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

SSAP2010 e le verifiche di stabilità secondo NTC2018

Il software SSAP non esegue automaticamente le combinazioni e modellizzazioni prescritte dalle NTC2018, che infatti dipendono dal livello di conoscenze, dall'affidabilità dei dati disponibili, nonché dal grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista.

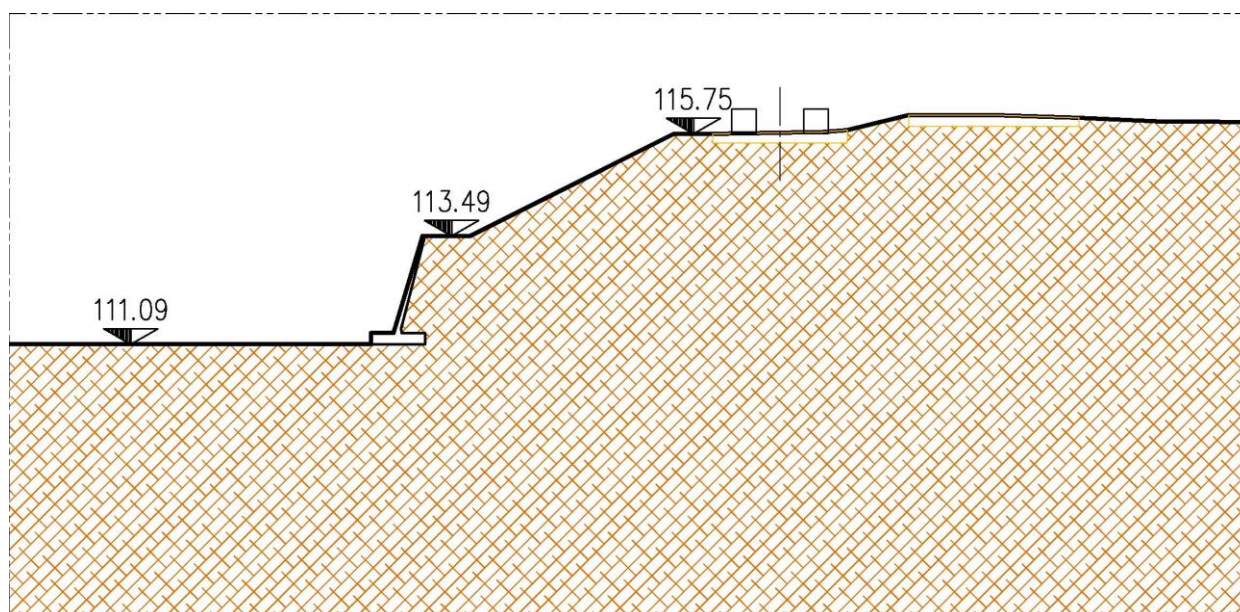
La conformità del software SSAP alle NTC2018 è data dal fatto che esso esegue le verifiche mediante una sofisticata forma dell'equilibrio limite, includendo il metodo pseudostatico (mediante l'uso di

coefficienti sismici) e eseguendo sulle superfici con FS minimo identificate in condizioni statiche di progetto, anche il metodo degli spostamenti, come previsto dalle NTC2018.

6.4.4.2 Condizioni statiche

La sezione in esame è stata schematizzata come segue, con i parametri dei diversi strati riportati nella tabella successiva. Come anticipato al paragrafo 3, si sono considerati unicamente i parametri relativi all'unità UL1.

A scopo cautelativo non si è considerata la presenza della platea di fondo in c.a., inserendone però il peso come carico esterno (permanente favorevole) pari a $q = \frac{25kN}{m^3} * 0.15m = 3.75 kN/m^2$.



Per rappresentare la presenza del muro, si sono considerati i parametri consigliati nell'esempio 6.2.3 del manuale di SSAP2010.

| Strato | Parametri caratteristici | | | | Parametri di progetto (M2) | | | |
|----------|--------------------------|------------|-------------|-------------------|----------------------------|------------|-------------|-------------------|
| | $\Phi' [^\circ]$ | $C' [kPa]$ | $C_u [kPa]$ | $\gamma [kN/m^3]$ | $\Phi' [^\circ]$ | $C' [kPa]$ | $C_u [kPa]$ | $\gamma [kN/m^3]$ |
| 1 – UL1 | 26.9 | 10.00 | 00.00 | 17.00 | 22.09 | 08.00 | 00.00 | 17.00 |
| 2 – Muro | 00.00 | 00.00 | 500.0 | 25.00 | 00.00 | 00.00 | 500.0 | 25.00 |

Si è considerato che su una delle due strade sia presente un mezzo di cantiere di 30 t a 3 assi; in accordo con la normativa [NTC2018 – Tab. 5.1.VII] è stato determinato il carico agente sull'asse più caricato, ovvero quello posteriore; tale carico è stato poi suddiviso sulle ruote posteriori, considerando due impronte di larghezza 0.54 m.

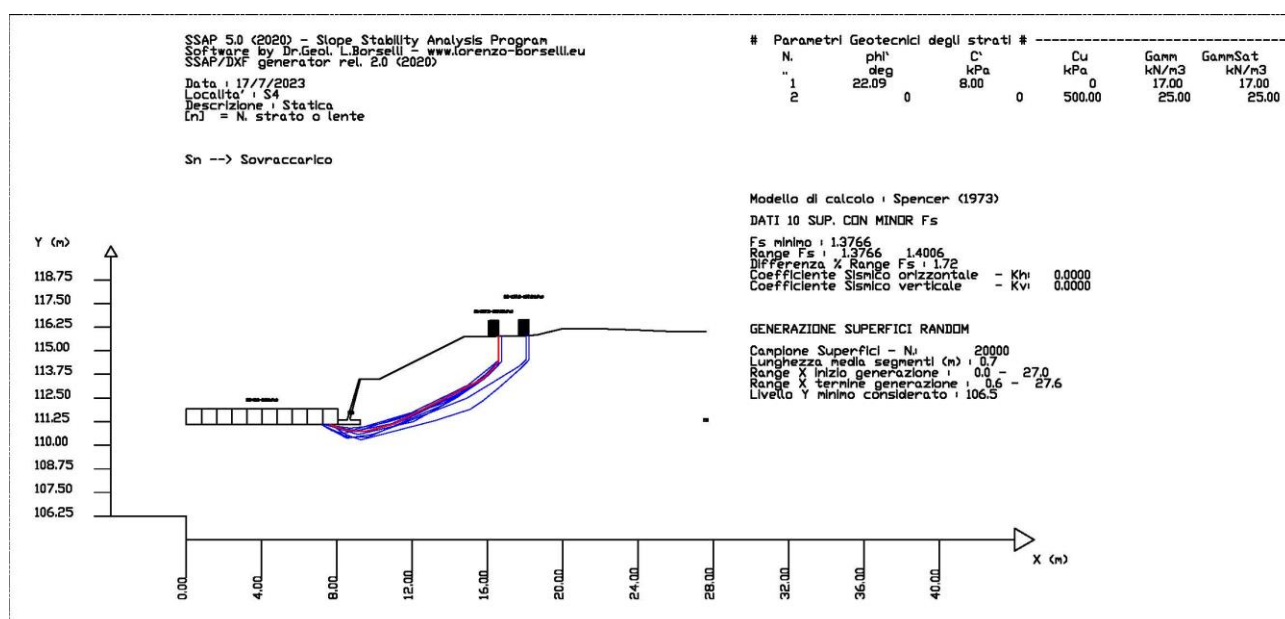
| | |
|-------------------|-----|
| $Q_k [kN]$ | 294 |
| $\gamma_Q (A2)$ | 1.3 |
| $Q_d [kN]$ | 383 |
| % asse posteriore | 39% |
| $Q_{d,post} [kN]$ | 149 |

| | |
|---------|-------|
| q [kPa] | 137.8 |
|---------|-------|

Dalle analisi risulta più critica la configurazione in cui il mezzo transita sulla strada sterrata (più vicina al muro) invece che sulla *Strada alla Diga*, per cui nel seguito si riportano i risultati di questa sola simulazione.

Per la ricerca del fattore di sicurezza sono state analizzate 20'000 possibili superfici di scorrimento; nell'output del modello, riportato in seguito, sono presentate le 10 superfici con Fs minore.

Il coefficiente parziale γ_R per le verifiche di sicurezza, secondo le NTC 2018 tab. 6.8.I, è stato assunto pari a 1.10. Il fattore di sicurezza minimo, associato alla superficie critica evidenziata in rosso, è pari a $1.38 > 1.10 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$.



6.4.4.3 Combinazione sismica

Le NTC2018 prevedono che le analisi di stabilità in condizioni sismiche debbano essere effettuate ponendo i fattori riduttivi dei parametri geomeccanici e delle azioni pari a 1.0 [NTC 7.11.1]. Quindi la normativa prevede che i parametri geomeccanici siano assegnati come parametri caratteristici, e non come parametri di progetto ridotti.

A differenza delle condizioni statiche, però, per le resistenze di progetto è necessario considerare un coefficiente parziale di riduzione pari a 1.2 [NTC 7.11.4].

I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono stati calcolati come al paragrafo 4.5, considerando però il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito in accordo con la tabella 7.11.1 delle NTC2018:

Tab. 7.11.1 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

| | Categoria di sottosuolo | |
|--------------------------|-------------------------|------------|
| | A | B, C, D, E |
| | β_s | β_s |
| $0,2 < a_g (g) \leq 0,4$ | 0,30 | 0,28 |
| $0,1 < a_g (g) \leq 0,2$ | 0,27 | 0,24 |
| $a_g (g) \leq 0,1$ | 0,20 | 0,20 |

| Parametro | Valore |
|-----------|-----------------------|
| a_g | 0.053g |
| a_{max} | 0.62 m/s ² |
| β_m | 0.20 |
| k_h | 0.013 |
| k_v | ±0.006 |

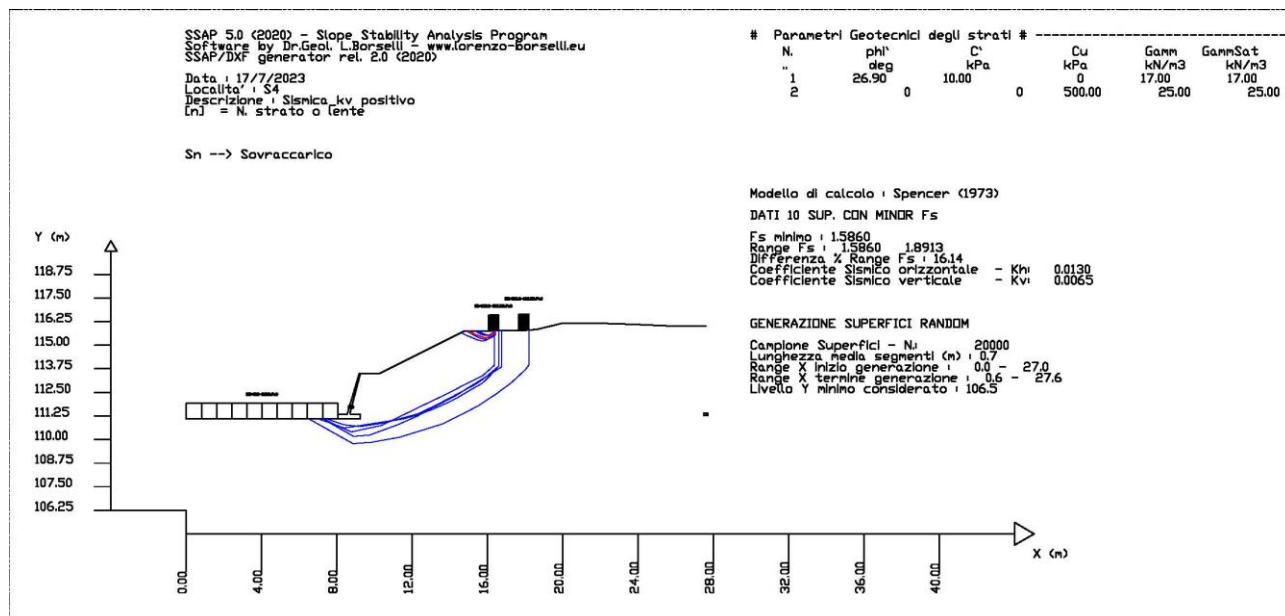
La verifica è stata svolta sia per $k_v > 0$ sia per $k_v < 0$.

La schematizzazione e i parametri considerati sono i medesimi considerati per la verifica in condizioni statiche, considerando però i parametri caratteristici e non quelli di progetto.

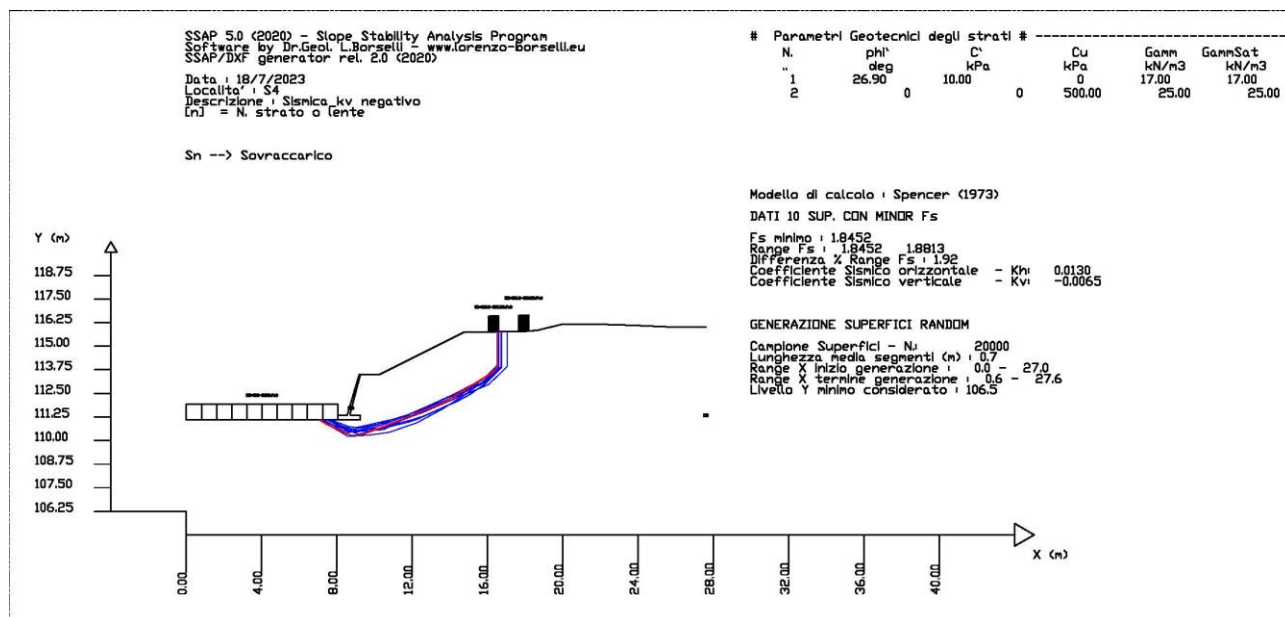
Di seguito si riportano gli output del modello, con le 10 superfici con Fs minore, rispettivamente per $k_v > 0$ e per $k_v < 0$; il fattore di sicurezza minimo risulta $1.59 > 1.20 \Rightarrow$ VERIFICATO.

Lavori di ristrutturazione della traversa e del Canale Lanza nonché delle reti irrigue collegate
Progetto esecutivo – 1° lotto funzionale – 1° stralcio (Lotto lavori 1: Canale)

$$k_v > 0$$



$$k_v < 0$$



6.4.5 Verifica di capacità portante

In accordo con la normativa la verifica di capacità portante è stata effettuata tramite approccio 2, combinazione (A1+M1+R3) [NTC 2018 – Par. 6.4.2.1].

La formula impiegata per il calcolo della capacità portante è l'equazione generale di capacità portante di fondazioni superficiali proposta da Vesic (1975):

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- c è la coesione efficace del terreno;
- $q = \gamma \cdot d$ essendo γ il peso specifico del terreno e d la profondità della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ sono i fattori di capacità portante;
- s_c, s_q, s_γ sono i fattori di forma;
- d_c, d_q, d_γ sono i fattori di profondità;
- b_c, b_q, b_γ sono i fattori di inclinazione della base e sono unitari nel caso specifico;
- g_c, g_q, g_γ sono i fattori di inclinazione del piano campagna e sono unitari nel caso specifico.
- i_q, i_γ sono i fattori di inclinazione del carico e sono unitari nel caso specifico.

I fattori di capacità portante sono definiti come segue.

- $N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi$
- $N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
- $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$

I fattori di forma per una fondazione rettangolare sono definiti come segue (Vesic, 1975):

- $s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} (> 1)$
- $s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi (\geq 1)$
- $s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} (< 1)$

I fattori di profondità sono definiti come segue (Vesic, 1975):

- $d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
- $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$
- $d_\gamma = 1$

$$\text{con } k = \begin{cases} \frac{d}{B} \text{ se } \frac{d}{B} \leq 1 \\ \arctg \left(\frac{d}{B} \right) \text{ se } \frac{d}{B} > 1 \end{cases}$$

Considerando i parametri relativi all'unità UL1 (cfr. par.3) risulta:

- $\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$
- $\phi' = 26.9^\circ$
- $c' = 10.00 \text{ kN/m}^2$

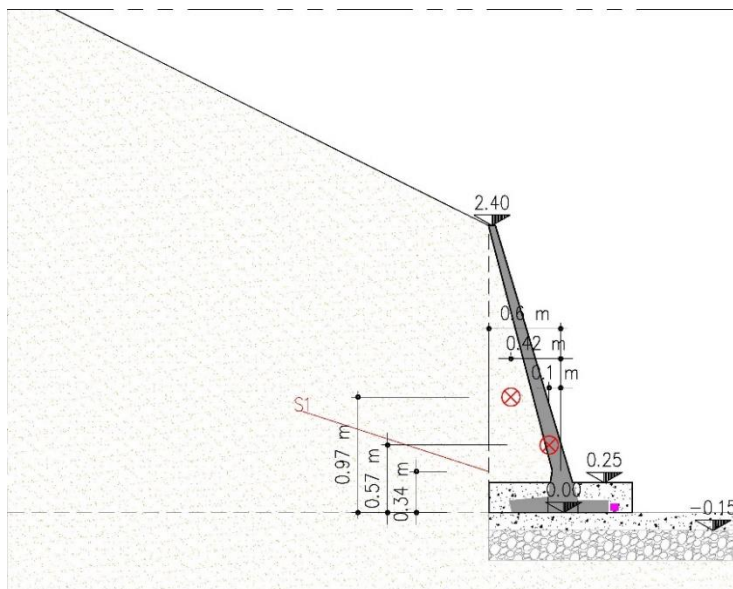
La verifica è stata svolta all'intradosso della fondazione del muro prefabbricato, ovvero trascurando a favore di sicurezza la platea di fondo di spessore 15 cm e assumendo un affondamento nullo ($d=0$), per cui risulta:

$$q_{lim,k} = 415.79 \text{ kN/m}^2$$

| CONDIZIONI DRENATE | | | | | |
|---|--|--|----------------------|--|---------------------------------|
| Verifica pressioni sul terreno : | | | | | |
| Capacità portante ultima del terreno (Vesic,1975): | | | | $q_{lim,k} =$ | 415.79 kN/m ² |
| $q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q +$ | | | | $\gamma_R =$ | 1.4 [NTC2018 - Tab. 6.5.I] |
| $+ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$ | | | | $q_{lim,d} = q_{lim,k} / \gamma_R =$ | 297.00 kN/m ² |
| con: | | | | | |
| $q' = \gamma_{sat} \cdot d =$ | | | 0 kN/m ² | $d =$ | 0 m |
| $\gamma_{nat} =$ | | | 17 kN/m ³ | $B =$ | 1 m |
| per $\phi =$ | | | 26.9 | $L =$ | 1.2 m |
| $c' =$ | | | 10 kN/m ² | | |
| $N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}\phi =$ | | | 23.77 | $N_q = e^{\pi \text{tg}\phi} \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) =$ | 13.06 |
| $s_c = 1 + B/L \cdot N_q / N_c =$ | | | 1.46 | $s_q = 1 + B/L \cdot \text{tg}\phi =$ | 1.42 |
| $d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg}\phi) =$ | | | ** 1.00 | $d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot k =$ | ** 1.00 |
| $N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi =$ | | | 12.23 | $N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi =$ | 12.23 |
| $s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B/L =$ | | | 0.67 | $s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B/L =$ | 0.67 |
| $d_\gamma = 1 =$ | | | 1.00 | $d_\gamma = 1 =$ | 1.00 |
| ** Formula valida per $\phi > 0$, sabbia e argilla in condizioni drenate | | | | | |
| $k = \arctg(D/B)$ se $D/B > 1$ | | | | $k =$ | 0.00 |

6.4.5.1 Condizioni statiche

Per il calcolo dell'eccentricità delle sollecitazioni (che coincidono con quelle calcolate al paragrafo 6.4.3) si sono considerati i bracci delle forze rispetto al punto medio della fondazione, rappresentati nell'immagine e nella tabella seguenti:



| | S_v [kN] | b_v [m] | S_H [kN] | b_H [m] |
|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| P muro | 13.00 | 0.10 | - | 0.57 |
| P terreno | 10.03 | 0.42 | - | 0.97 |
| S1 | 2.04 | 0.60 | -6.30 | 0.34 |

Il momento agente rispetto al punto medio della fondazione risulta quindi pari a:

$$M_{bar} = \sum(S_{H,i} * b_{H,i} + S_{V,i} * b_{V,i}) = +4.58 \text{ kNm/m}$$

Il carico totale verticale è invece:

$$N = \sum S_{V,i} = 25.07 \text{ kN/m}$$

Poiché il momento risulta positivo, ovvero antiorario, l'eccentricità del carico verticale risulta nulla, per cui il carico massimo trasmesso al terreno risulta:

$$p_{max,d} = \gamma_g * \frac{N}{B-2e} = 1.3 * \frac{25.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{(1.20)\text{m}} = 27.16 \text{ kN/m}^2$$

La verifica agli SLU risulta validata:

$$p_{max,SLU} \leq 297.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = q_{lim,k}/\gamma_R \quad \text{con } \gamma_R = 1.4 [\text{NTC2018} - \text{Tab. 6.5. I}]$$

6.4.5.2 Condizioni sismiche

In aggiunta alle sollecitazioni caratteristiche individuate al paragrafo precedente si sono considerate le forze inerziali calcolate con i coefficienti definiti al paragrafo 4.5; a favore di sicurezza le forze inerziali orizzontali sono considerate nello stesso verso delle spinte del terreno, quelle verticali agiscono verso il basso. Nella tabella seguente le componenti caratteristiche e quelle sismiche equivalenti sono già state sommate.

| | S_V [kN] | b_V [m] | S_H [kN] | b_H [m] |
|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| P muro | 13.41 | 0.10 | -0.83 | 0.57 |
| P terreno | 10.35 | 0.42 | -0.64 | 0.97 |
| S1 | 2.10 | 0.60 | -6.69 | 0.34 |

Il momento agente rispetto al punto medio della fondazione risulta quindi pari a:

$$M_{bar} = \sum(S_{H,i} * b_{H,i} + S_{V,i} * b_{V,i}) = +3.56 \text{ kNm/m}$$

Il carico totale verticale è invece:

$$N = \sum S_{V,i} = 25.86 \text{ kN/m}$$

Poiché il momento risulta positivo, ovvero antiorario, l'eccentricità del carico verticale risulta nulla, per cui il carico massimo trasmesso al terreno risulta:

$$p_{max,sism} = \gamma_g * \frac{N}{B-2e} = 1 * \frac{25.86 \text{ kN}}{(1.20)\text{m}} = 21.55 \text{ kN/m}^2$$

La verifica in condizioni sismiche risulta validata:

$$p_{max,SISM} \leq 346.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = q_{lim,k}/\gamma_R \quad \text{con } \gamma_R = 1.2 [\text{NTC2018} - \text{Tab. 7.11. III}]$$

7 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Al fine di verificare l'attendibilità dei modelli realizzati con il software SAP2000, al termine dei capitoli dedicati a ciascun manufatto è stata riportata la verifica di equilibrio tra le reazioni vincolari e i carichi verticali applicati. Il confronto delle reazioni relative al peso proprio con i volumi individuati in Autocad ha permesso inoltre di verificare la correttezza delle geometrie utilizzate per l'analisi.

Ai sensi dell'art. 10.2.1 delle NTC 2018, i risultati dei calcoli condotti nel precedente capitolo 6, con il codice di calcolo SSAP 2010 sono stati assoggettati a verifiche che ne comprovano la validità.

In prima istanza il software utilizzato è stato verificato dai progettisti anche attraverso comparazioni con casi risolti in modo analitico. Il software è ampiamente validato rispetto a molteplici case history come riportato in allegato.

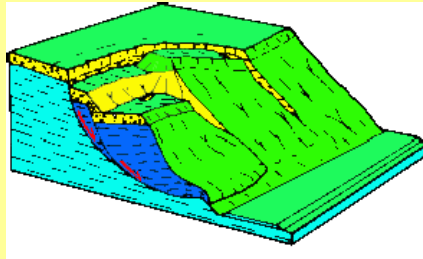
L'approccio con il metodo di Spencer risulta peraltro ampiamente diffuso e sicuramente attendibile.

Per quanto sopra i risultati delle analisi si ritengono accettabili.

ALLEGATO: VALIDAZIONE SOFTWARE

SSAP2010
SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM
Versione 4.9.9 (2019) - Win 64 Bit

[HTTPS://WWW.SSAP.EU](https://www.ssap.eu)



Dr. Geol. Lorenzo Borselli P.hD.

www.lorenzo-borselli.eu

Validazione del codice di calcolo SSAP

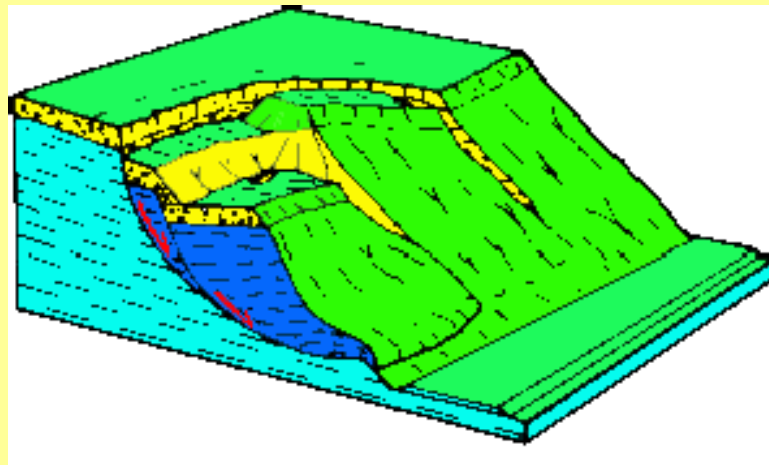
Versione validazione 1.4 - (16-06-2019)

Parte 1

Validazione del codice di calcolo SSAP 4.9.9 (2019) e comparazione con risultati codice CDDWin

(<http://www.stsweb.it>), release 2018,
disponibili pubblicamente su:

<http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf>



INTRODUZIONE

In questa parte del documento viene proposta un primo esempio di validazione del codice SSAP e un esempio di comparazione dei risultati del codice CDDWin disponibili al seguente link di accesso pubblico:

<http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf>

Si ringrazia S.T.S. s.r.l. per aver messo disposizione del pubblico il proprio documento di validazione..

Come per il documento di validazione del codice CDDWIN, si considerano gli esempi presenti nel seguente lavoro: *“L’applicazione dei metodi dell’equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e delle scarpate”*, autori **G. Barla, C. Corneri, M. Cravero e G. P. Giani** – Supplemento al BOLLETTINO, pubblicazione edita con autorizzazione del Tribunale di Torino, n. 1682 del 20 Novembre 1964 e cura dell’Associazione Mineraria Subalpina presso l’Istituto di Arte Mineraria – Politecnico di Torino.

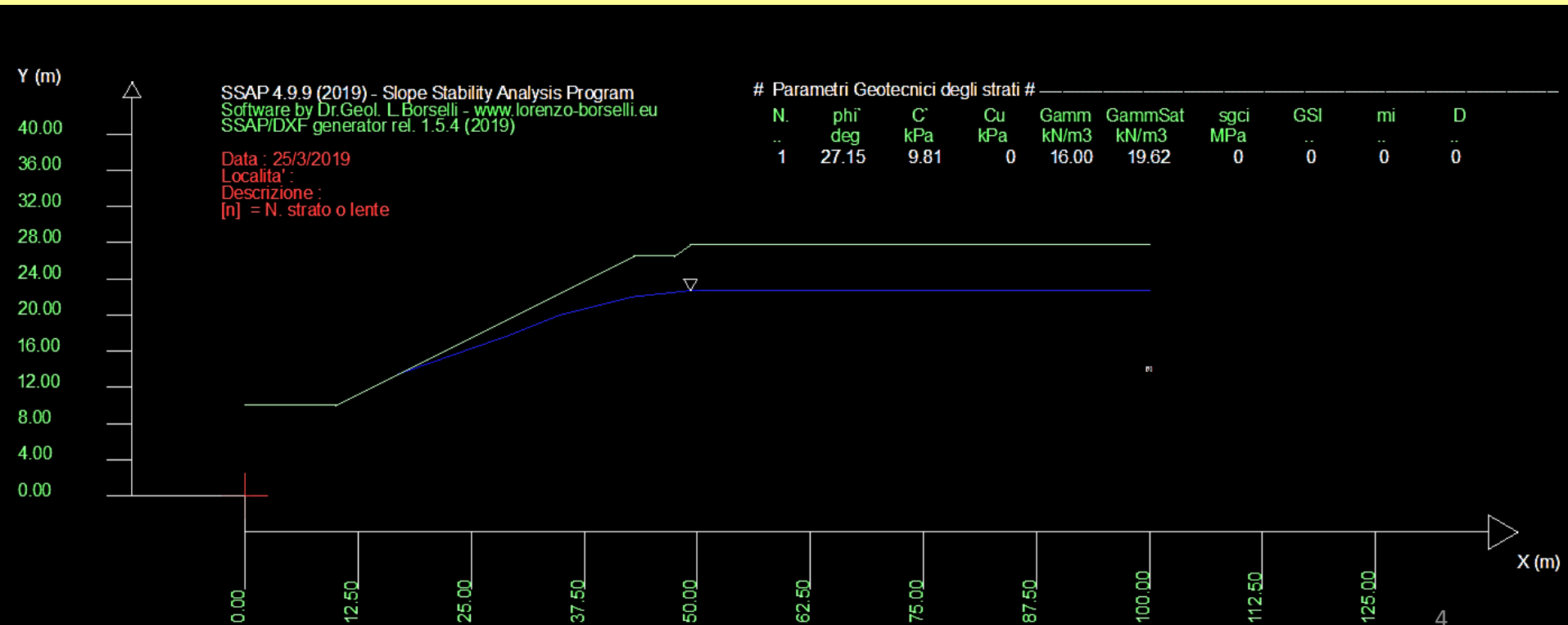
Per tutti dettagli sulle caratteristiche del software SSAP si suggerisce di collegarsi ai seguenti documenti disponibili nel sito ufficiale di SSAP:

- <https://www.ssap.eu/caratteristiche.html>
- <https://www.ssap.eu/manualessap2010.pdf> (manuale técnico software SSAP)
- [BORSELLI L. , GRECO. L, PETRI P.- 2018. SSAP2010 “Un passo Oltre”. Software di uso libero \(freeware\) per le verifiche di stabilità all’equilibrio limite \(LEM\) nei pendii naturali e artificiali, con metodi rigorosi e avanzati. Il GEOLOGO, No. 106, Nov. 2018. \(in italian\)](#)
- [Slope Stability Analysis Program - Programma di calcolo per l’analisi della stabilità dei pendii - SSAP2010](#). Invited Seminar. UNESCO Chair on the Prevention and Sustainable Management of Geo-Hydrological Hazards, University of Florence, Italy. 10-11-2016 (in italian)
- [La stabilità dei versanti secondo le NTC 2018:cenni teorici e algoritmi di applicazione con SSAP](#). IL RUOLO DELLA GEOINGEGNERIA NELLE NTC 2018 E NEGLI EUROCODICI: OPPORTUNITÀ DA COGLIERE. Politecnico di Milano 29 maggio 2018

Esempio 1.1, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio omogeneo parzialmente in falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m³*), *lunghezze in m*).



Esempio 1.1, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

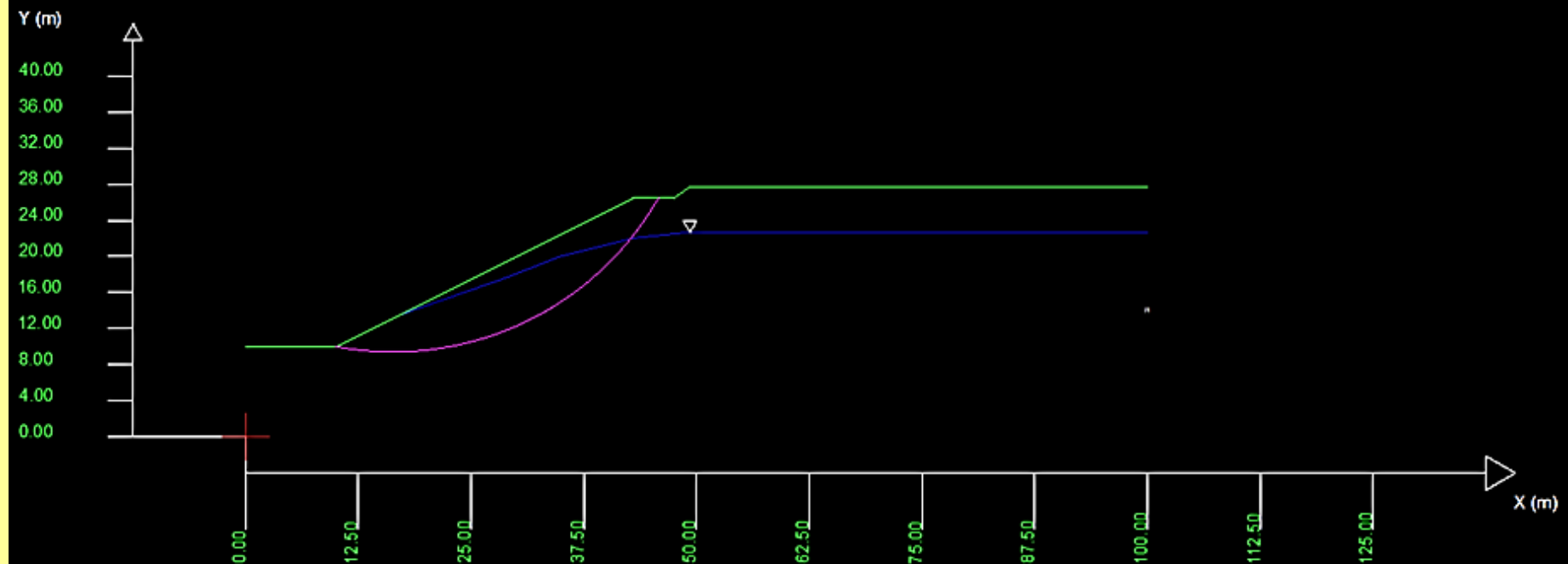
Superficie di riferimento: arco di cerchio (centro X=16.3m, Y=43.3m)
passante per il punto P con coordinate X=10, Y=10.

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

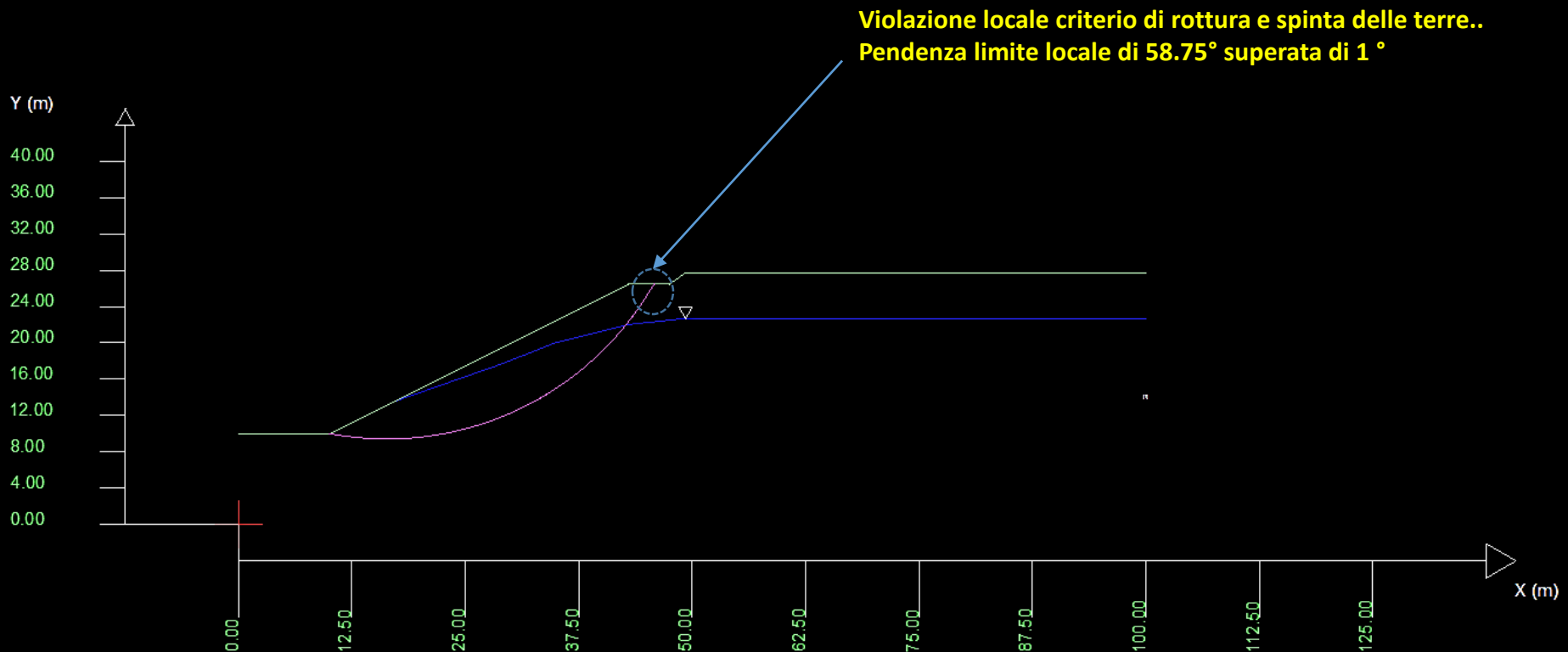
| N. | phi deg | C kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|------------|----------|-----------|---------------|------------------|-------------|-----|----|---|
| 1 | 27.15 | 9.81 | 0 | 16.00 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |



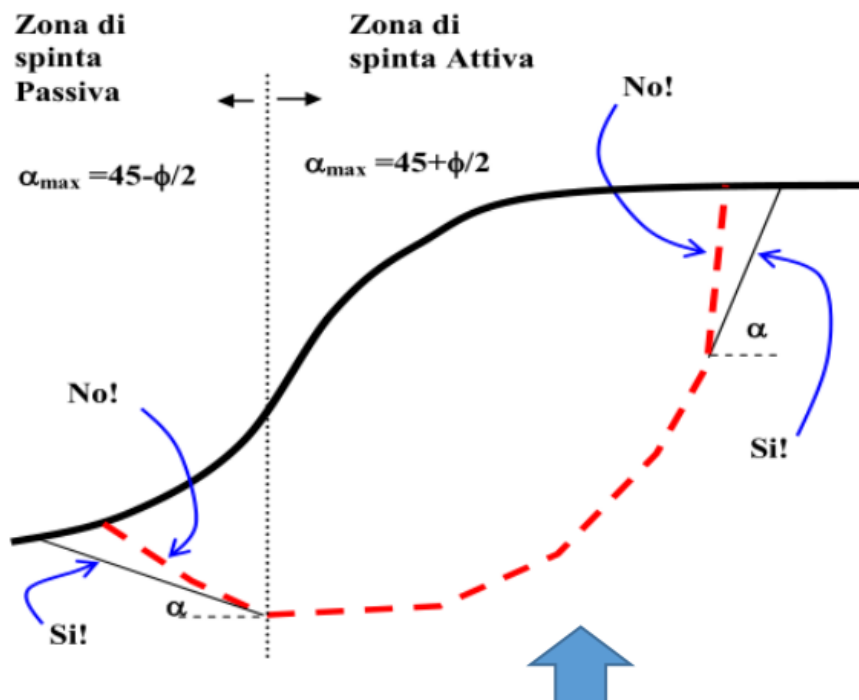
Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|------|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 27.15 | 9.81 | 0 | 16.00 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |



Tuttavia La superficie circolare, ottenuta e calcolata da Barla et al. 1964 e da CDDWin viola localmente il criterio di rottura di Mohor-Coulomb e spinta delle terre. La zona indicate , in testa al pendio ha localmente una pendenza superiore al limite Indicato da Ching e Fredlund (1983).. (vedasi pagine seguenti tratte da manuale SSAP pagine 409-413)



Le limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di F_s o di produzione di valori anomali come $F_s < 0$ furono trattati in maniera estensiva e dimostrati da CHING & FREDLUND (1983).

Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices

R. K. H. CHING AND D. G. FREDLUND

Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada S7N 0W0

Received February 15, 1983

Accepted July 11, 1983

Several commonly encountered problems associated with the limit equilibrium methods of slices are discussed. These problems are primarily related to the assumptions used to render the inherently indeterminate analysis determinate. When these problems occur in the stability computations, unreasonable solutions are often obtained. It appears that problems occur mainly in situations where the assumption to render the analysis determinate seriously departs from realistic soil conditions. These problems should not, in general, discourage the use of the method of slices. Example problems are presented to illustrate these difficulties and suggestions are proposed to resolve these problems.

Keywords: slope stability, limit equilibrium, method of slices, factor of safety, side force function.

In: CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. *Can. Geotech. J.* 20 pp 661-672.

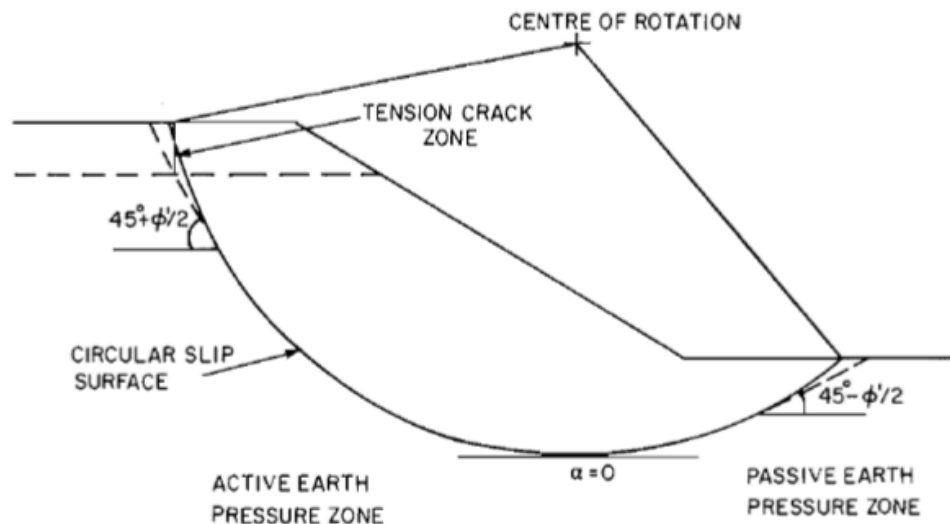


FIG. 4. Soil slope divided into active and passive earth pressure zones.

In applying the earth pressure theory, the soil slope is divided into two regions, namely, an active earth pressure zone in which the lateral earth pressure decreases due to lateral displacement and a passive earth pressure zone in which the lateral earth pressure increases due to lateral displacement of the soil mass (Fig. 4). In the active zone, the soil mass moves downward which in effect releases the lateral earth pressure, whereas in the passive pressure zone, the soil mass is pushed by the movement of the active soil wedge. The inclination of the slip surface in the passive zone of the sliding mass should be limited to the maximum obliquity for the passive state:

$$[9] \quad \alpha = \phi' / 2 - 45^\circ$$

Likewise, it is suggested that the inclination of the slip surface in the active zone should not exceed the value obtained from the following equation:

$$[10] \quad \alpha = \phi' / 2 + 45^\circ$$

da CHING & FREDLUND (1983) pag 664

CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.

NOTE SU SSAP

*Successivamente alla generazione di una superficie, prima di effettuare il calcolo del relativo valore di F_s , è necessario effettuare una serie di **controlli molto importanti**. Il più importante è quello di verificare che localmente la inclinazione dei segmenti non violi il criterio di rottura Mohr-Culomb e di spinta delle terre nelle zone dove prevalgono le spinte attive e le spinte passive (vedasi figure precedenti), Ching e Freduld (1983).*

In pratica ogni inclinazione della superficie di scivolamento deve essere compresa tra i due valori limite indicati nella figura precedente. I valori limite delle inclinazioni dipendono dalle caratteristiche meccaniche del terreno/ammasso roccioso. In casi di marcata variabilità litologica/stratigrafica o in presenza di ammassi rocciosi fratturati, i valori degli angoli limite possono avere una forte variabilità entro il pendio. In questi casi fornire dei valori limite fissi agli angoli di inclinazione dei segmenti è una forte approssimazione.

*Il programma SSAP2010 effettua quindi un **controllo stringente su ogni superficie, prima di effettuare i calcoli, e scarta quelle superfici che, anche solo localmente, violano gli angoli di inclinazione limite indicata da Ching e Freduld (1983)**. Le superfici vengono scartate perché considerate cinematicamente non possibili. Infatti in queste superfici potremmo avere valori di F_s anormalmente bassi, generalmente non realistici e, a volte, $F_s < 0$!!.*

***In SSAP 2010 il controllo viene fatto automaticamente** senza necessità di intervento dell'utente. Questo aspetto innovativo ha incrementato la affidabilità dei risultati e tiene in maniera definita conto della letteratura scientifica sull'argomento.*

Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|------|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 27.15 | 9.81 | 0 | 16.00 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)



La superficie circolare quindi considerata ottenuta da Barla eT al (1964), che non conoscevano I risultati del lavoro di Ching e Fredlund (1983) ,e' quindi stata leggermente modificata nella parte di testa nella zona di uscita riducendo la pendenza con un tratto lineare in modo da non superare la pendenza limite di 58.75°, in accordo alla teoria di spinta delle terre, prima di effettuare la verifica in SSAP.

Tabella risultati CDDWin(pagina 6 documento validazione codice di calcolo S.T.S(2018))
superficie circolare data da Barla et al. (1964), caratterizzata da con una leggera
violazione della teoria di spinta delle terre in testa al pendio (secondo Ching e Fredlund
1983).



| | <i>Raggio</i> | <i>Bishop</i> | <i>Jambu</i> | <i>Bell</i> | <i>MP_{Fx=C}</i> | <i>MP_{Fx=sin}</i> | <i>MP_{Fx=sin/2}</i> |
|----------------------|---------------|---------------|--------------|-------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------|
| <i>Teorico</i> | 33,891 | 1,035689 | 1,042031 | 1,035507 | 1,045487 | 1,045039 | 1,045056 |
| <i>CDDWin</i> | 33,9 | 1,0356 | 1,0423 | 1,0354 | 1,0454 | 1,0451 | 1,0450 |
| <u><i>Scarto</i></u> | 0,02% | 0,01% | 0,02% | 0,01% | 0,01% | 0,01% | 0,01% |

ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

```

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda....MLD....Kc.....Esito.....Note...
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.0391 1.0000 0.0745 0.0000 Verificata [5]
SPENCER(1973)..... 1.0351 0.3631 0.0702 0.0000 Verificata [5]
SARMA_I(1973)..... 1.0341 0.4970 0.0690 0.0000 Verificata [5]
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.0356 0.4243 0.0697 0.0000 Verificata [5]
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.0360 0.2828 0.0710 0.0000 Verificata [5]
SARMA_II(1979)..... 1.0346 0.5766 0.0685 0.0000 Verificata [5]
BORSELLI(2016)..... 1.0355 0.2818 0.0697 0.0000 Verificata [5]

```

NOTE di Calcolo:-----

- [0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
- [1]--> Fs>50
- [2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
- [3]--> Kc=0.0 per Fs>50
- [4]--> Calcolo Kc senza convergenza
- [5]--> Calcolo Kc non attivato

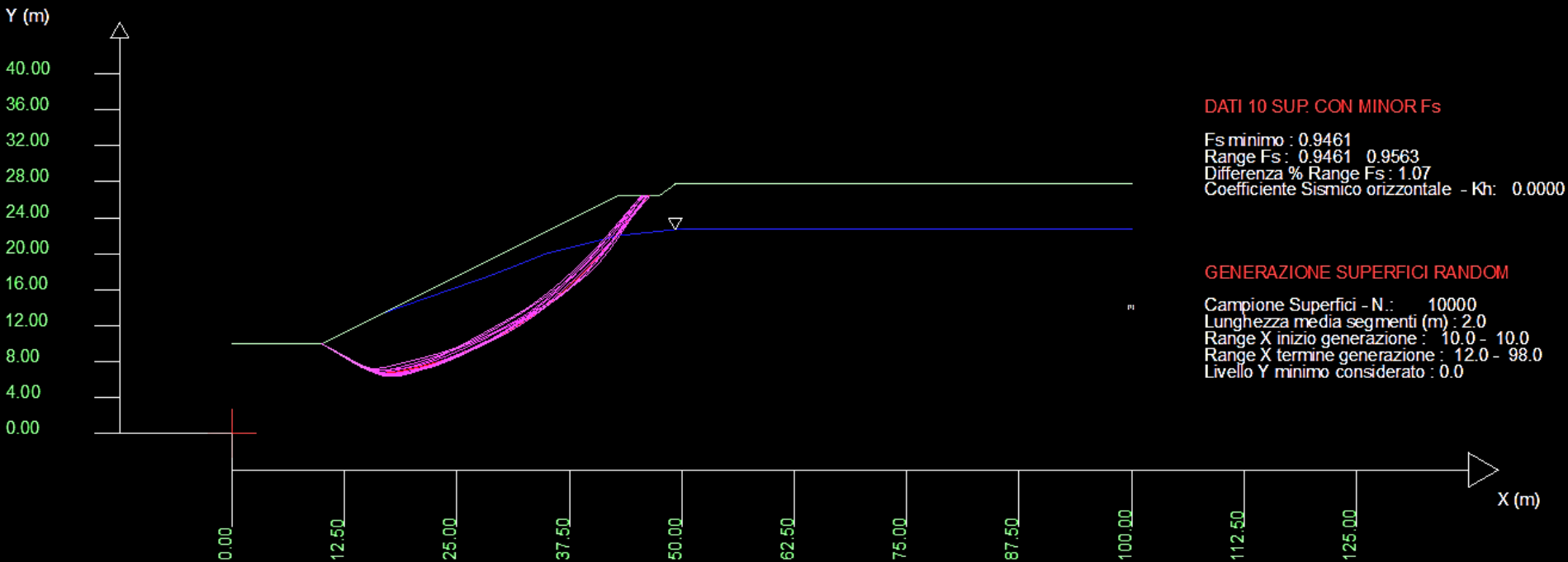


Tabella risultati comparativi
SSAP2010 (rel. 4.9.9) sulla stessa
superficie, con leggera modifica in
testa, per non violare la teoria di
spinta delle terre (secondo Ching e
Fredlund (1983)).

Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

| # Parametri Geotecnici degli strati # | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|-------|------|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| N. | phi° | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 27.15 | 9.81 | 0 | 16.00 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Modello di calcolo : Morgenstem - Price (1965)



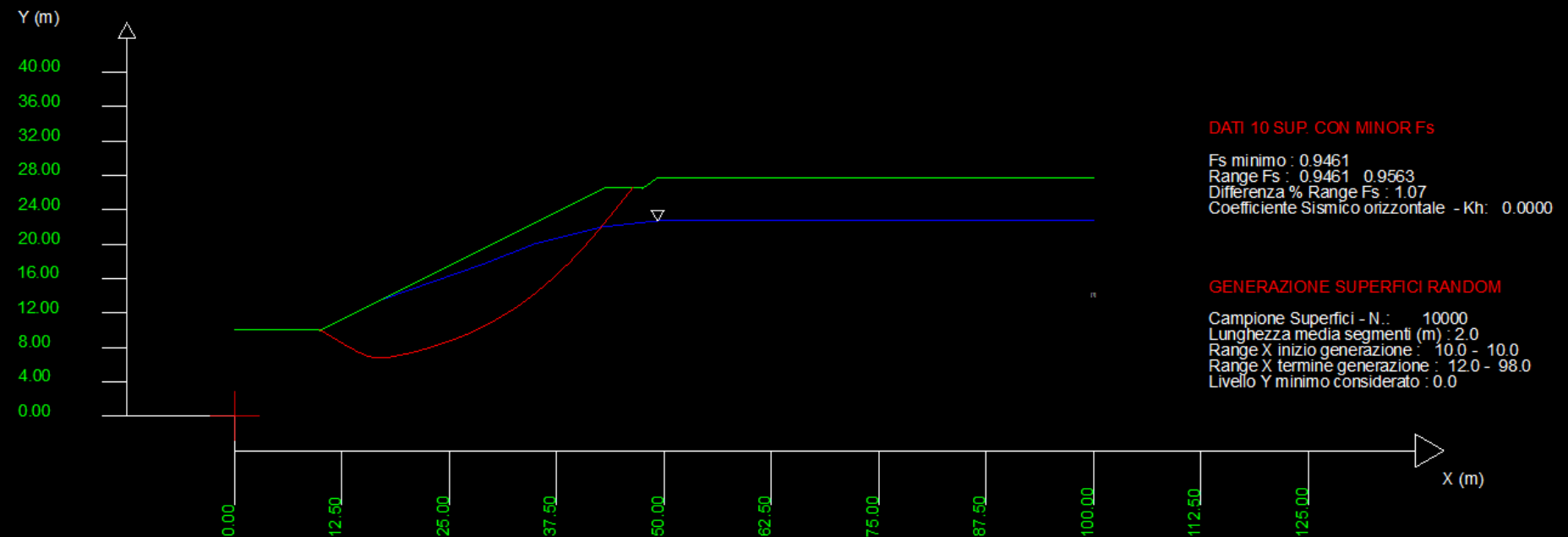
Comunque Con SSAP, eseguendo una ricerca di superfici di forma libera , passanti per il punto P (10,10), otteniamo questo risultato: **Fs minimo 0.946** . (nella figura le 10 superfici con Minor FS , su 10000 generate in totale con motore di ricerca CONVEX RANDOM SEARCH).

Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi' | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|------|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 27.15 | 9.81 | 0 | 16.00 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

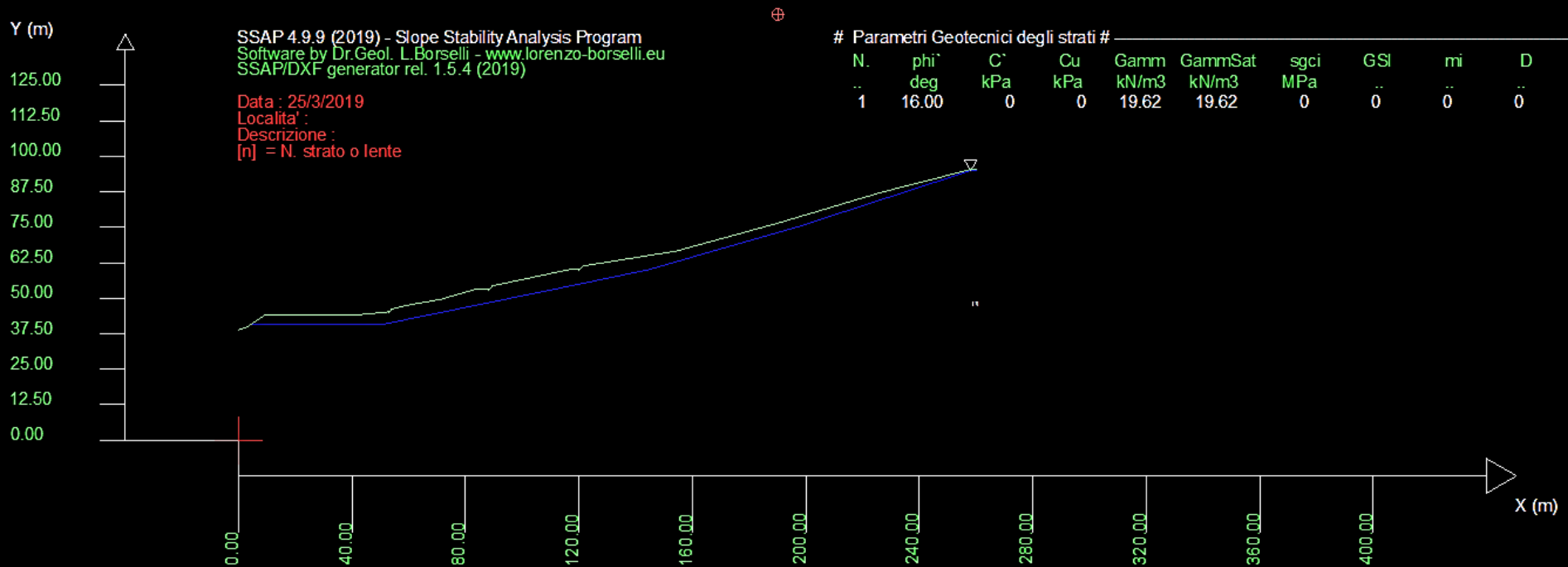


Si noti che La superficie con Fs minimo 0.946 non e' circolare..

Esempio 1.2, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

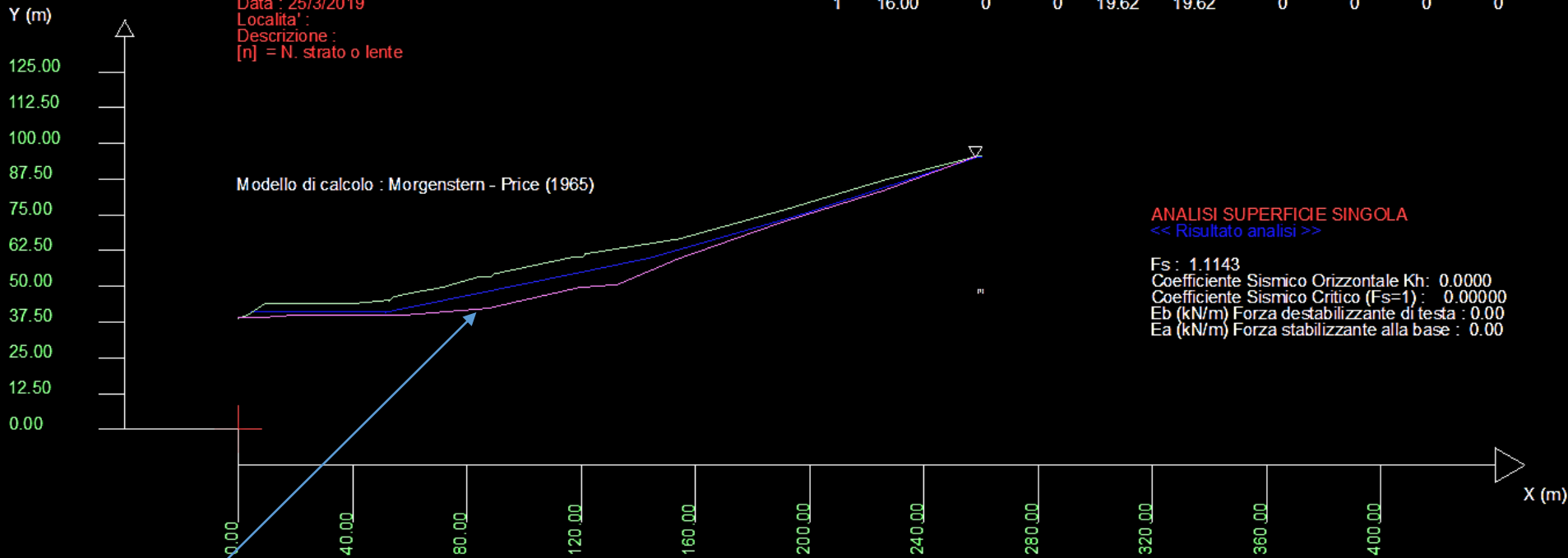
Pendio parzialmente in falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m³*), *lunghezze in m*).



| N. | phi' | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|-----|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 16.00 | 0 | 0 | 19.62 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente



Coordinate Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| X | 0,00 | 1,60 | 9,00 | 17,60 | 56,00 | 87,00 | 119,00 | 132,40 | 153,6 | 190,00 | 226,00 | 258,00 |
| Y | 39,00 | 39,00 | 39,20 | 39,80 | 39,81 | 42,30 | 49,60 | 50,60 | 59,6 | 72,40 | 83,60 | 95,40 |

Si noti che in questo caso non si registrano anomalie e violazione del principio di spinta delle terre dovuto a eccesso di pendenza locale della sup di scivolamento considerata...

Tabella con Risultati forniti da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)(software CDDWin)

| | <i>Jambu</i> | <i>Bell</i> | <i>MP_{Fx=C}</i> | <i>MP_{Fx=sin}</i> | <i>MP_{Fx=sin/2}</i> |
|----------------|--------------|-------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------|
| <i>Teorico</i> | 1,114885 | 1,117484 | 1,114668 | 1,116356 | 1,116241 |
| <i>CDDWin</i> | 1,1145 | 1,1174 | 1,1146 | 1,1163 | 1,1162 |
| <i>Scarto</i> | 0,03% | 0,01% | 0,01% | 0,01% | 0,00% |

ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

| METODO DI CALCOLO..... | Fs..... | lambda..... | MLD..... | Kc..... | Esito..... | Note... |
|---------------------------|---------|-------------|----------|---------|------------|---------|
| JANBU_RIGOROSO(1973)..... | 1.1096 | 1.0000 | 0.0284 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SPENCER(1973)..... | 1.1109 | 0.2031 | 0.0285 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SARMA_I(1973)..... | 1.1108 | 0.8191 | 0.0285 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| MORGESTERN-PRICE(1965)... | 1.1143 | 0.2990 | 0.0287 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| CHEN-MORGESTERN(1983)... | 1.1146 | 0.0327 | 0.0289 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SARMA_II(1979)..... | 1.1131 | 1.0000 | 0.0285 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| BORSELLI(2016)..... | 1.1142 | 0.2253 | 0.0287 | 0.0000 | Verificata | [5] |

NOTE di Calcolo:-----

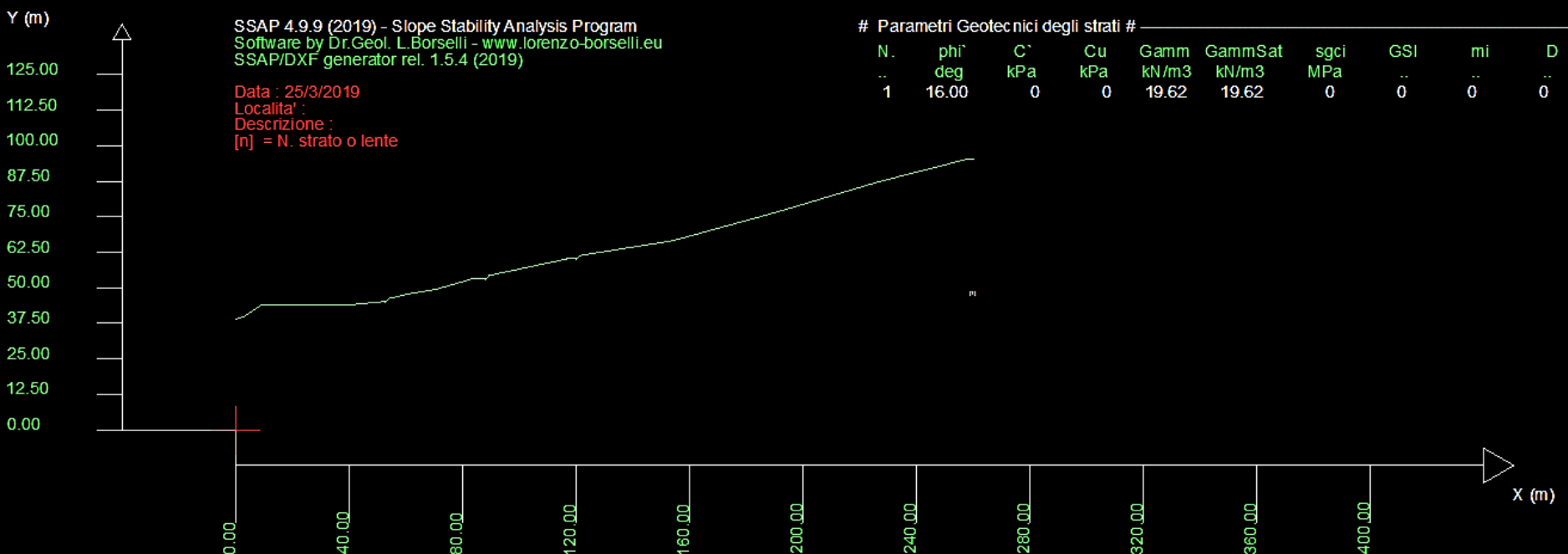
- [0]--> $F_s < 1.0$ oppure non convergenza calcolo
- [1]--> $F_s > 50$
- [2]--> $K_c = 0.0$ per $F_s < 1.0$
- [3]--> $K_c = 0.0$ per $F_s > 50$
- [4]--> Calcolo K_c senza convergenza
- [5]--> Calcolo K_c non attivato

← Tabella Risultati ottenuti con SSAP2010

Esempio 1.3, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

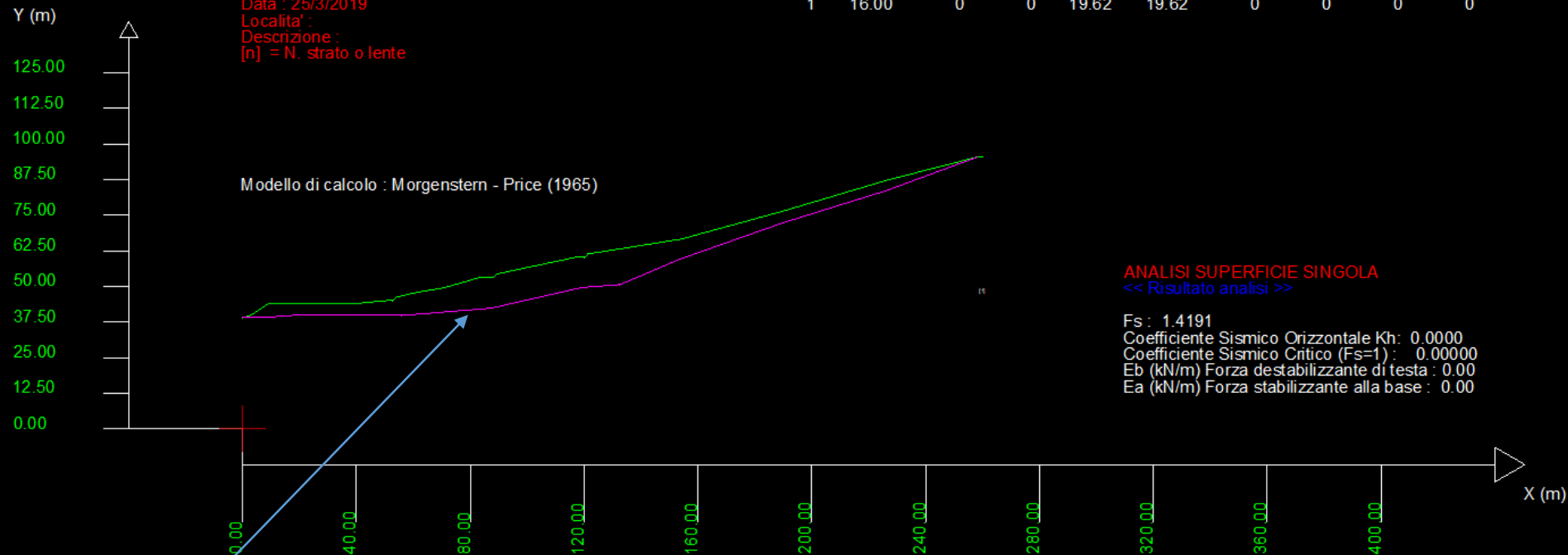
Pendio senza falda.

Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m³*), *lunghezze in m*).



| N. | phi° | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|-----|-----|-------|---------|------|-----|----|----|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 16.00 | 0 | 0 | 19.62 | 19.62 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Data : 25/3/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente



Coordinate Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| X | 0,00 | 1,60 | 9,00 | 17,60 | 56,00 | 87,00 | 119,00 | 132,40 | 153,6 | 190,00 | 226,00 | 258,00 |
| Y | 39,00 | 39,00 | 39,20 | 39,80 | 39,81 | 42,30 | 49,60 | 50,60 | 59,6 | 72,40 | 83,60 | 95,40 |

Si noti che in questo caso non si registrano anomalie e violazione del principio di spinta delle terre dovuto a eccesso di pendenza locale della sup di scivolamento considerata...

| | <i>Jambu</i> | <i>Bell</i> | <i>MP_{Fx=C}</i> | <i>MP_{Fx=sin}</i> | <i>MP_{Fx=sin/2}</i> |
|----------------|--------------|-------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------|
| <i>Teorico</i> | 1,417374 | 1,420213 | 1,416513 | 1,418792 | 1,418632 |
| <i>CDDWin</i> | 1,4171 | 1,42 | 1,4164 | 1,4187 | 1,4185 |
| <i>Scarto</i> | 0,02% | 0,01% | 0,01% | 0,01% | 0,01% |

ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

| METODO DI CALCOLO..... | Fs..... | lambda..... | MLD..... | Kc..... | Esito..... | Note..... |
|---------------------------|---------|-------------|----------|---------|------------|-----------|
| JANBU_RIGOROSO(1973)..... | 1.4168 | 1.0000 | 0.0292 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SPENCER(1973)..... | 1.4191 | 1.2500 | 0.0293 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SARMA_I(1973)..... | 1.4191 | 1.0000 | 0.0293 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| MORGESTERN-PRICE(1965)... | 1.4191 | 1.2500 | 0.0293 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| CHEN-MORGESTERN(1983)... | 1.4191 | 1.2500 | 0.0293 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| SARMA_II(1979)..... | 1.4178 | 1.0000 | 0.0290 | 0.0000 | Verificata | [5] |
| BORSELLI(2016)..... | 1.4191 | 1.2500 | 0.0293 | 0.0000 | Verificata | [5] |

NOTE di Calcolo:-----

- [0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
- [1]--> Fs> 50
- [2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
- [3]--> Kc=0.0 per Fs> 50
- [4]--> Calcolo Kc senza convergenza
- [5]--> Calcolo Kc non attivato

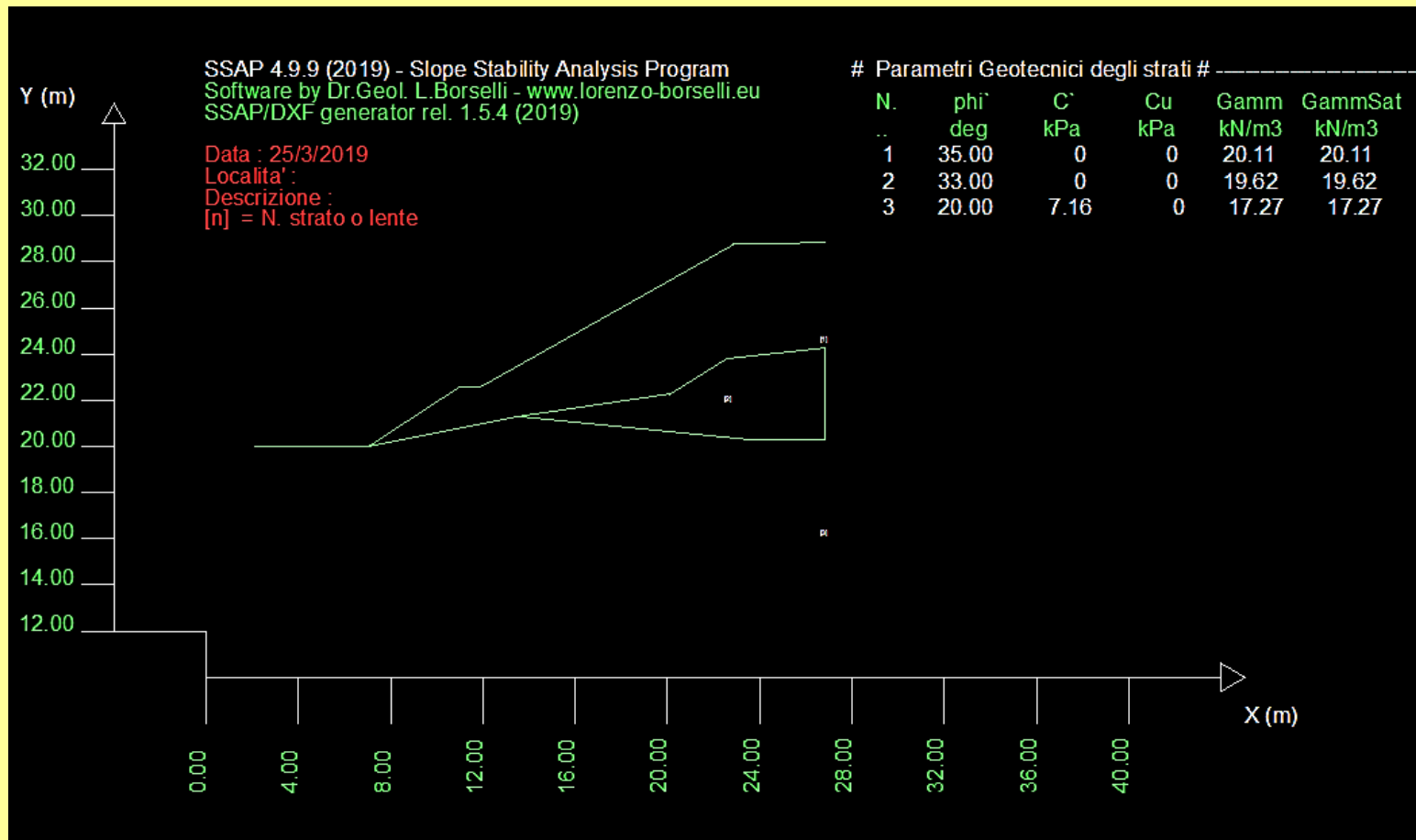


Tabella Risultati ottenuti con
SSAP2010

Esempio 1.4, tratto da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

Pendio multistrato non in falda.

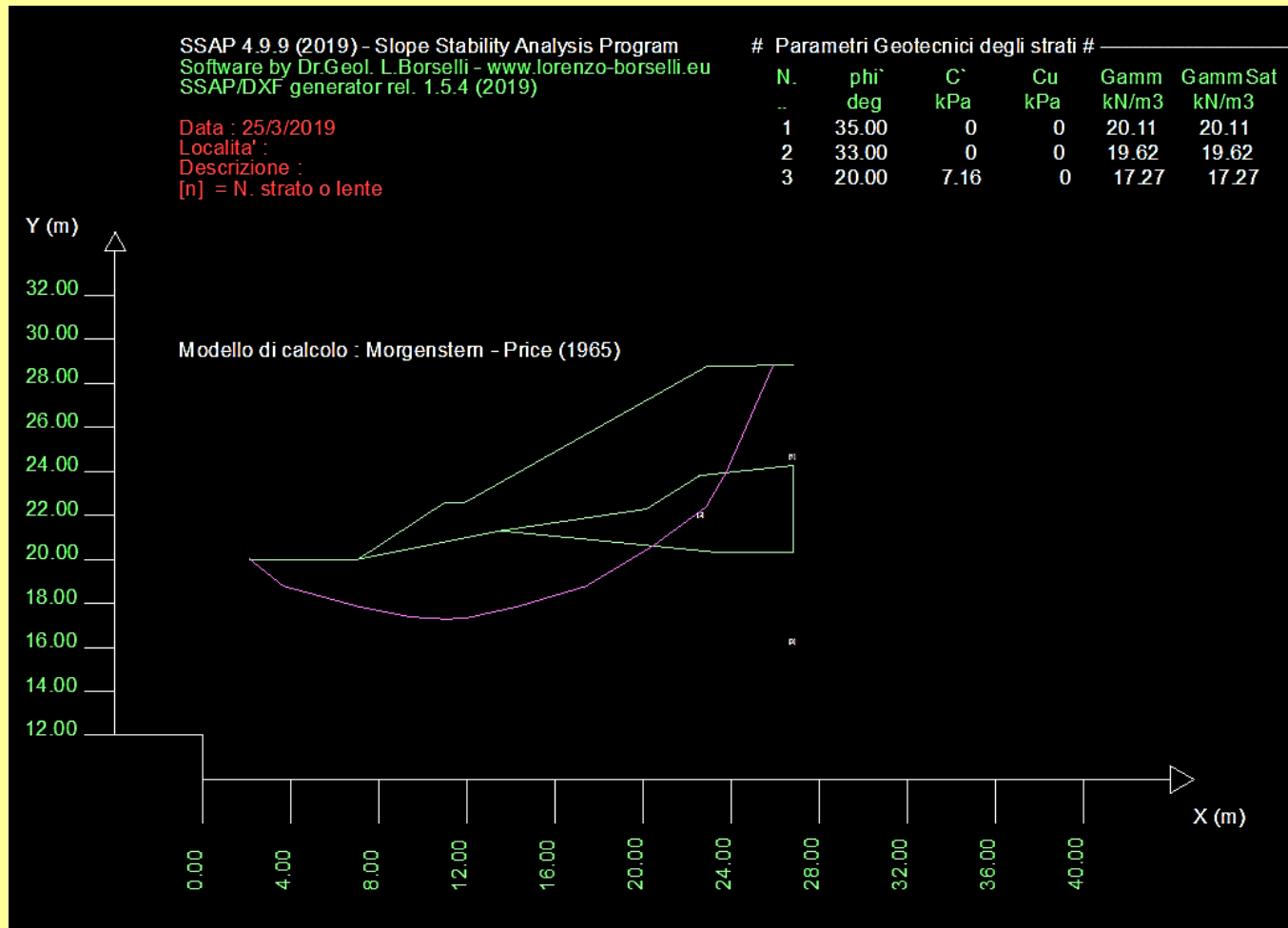
Le unita' di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI) , (*pressioni in kPa, pesi unitari in kN/m³, lunghezze in m*). Le quote Y sono state translate verso l'alto di 20 m per tenere conto delle convenzioni geometriche utilizzate in SSAP (**no coordinate negative!**)



Superficie di scivolamento poligonale considerata da Barla et al. (1964) e S.T.S. (2018)

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|--------|---------|---------|----------|---------|----------|---------|---------|---------|--------|---------|--------|
| X | 2,1336 | 3,6576 | 7,0104 | 9,4488 | 10,9728 | 11,8872 | 14,3256 | 17,3736 | 20,4216 | 22,860 | 23,7744 | 25,908 |
| Y | 0,0000 | -1,2192 | -2,1336 | -2,62128 | -2,7100 | -2,68224 | -2,1336 | -1,2192 | 0,6096 | 2,400 | 3,9624 | 8,8392 |

In ssap le coordinate Y sono translate verso l'alto di 20 m)



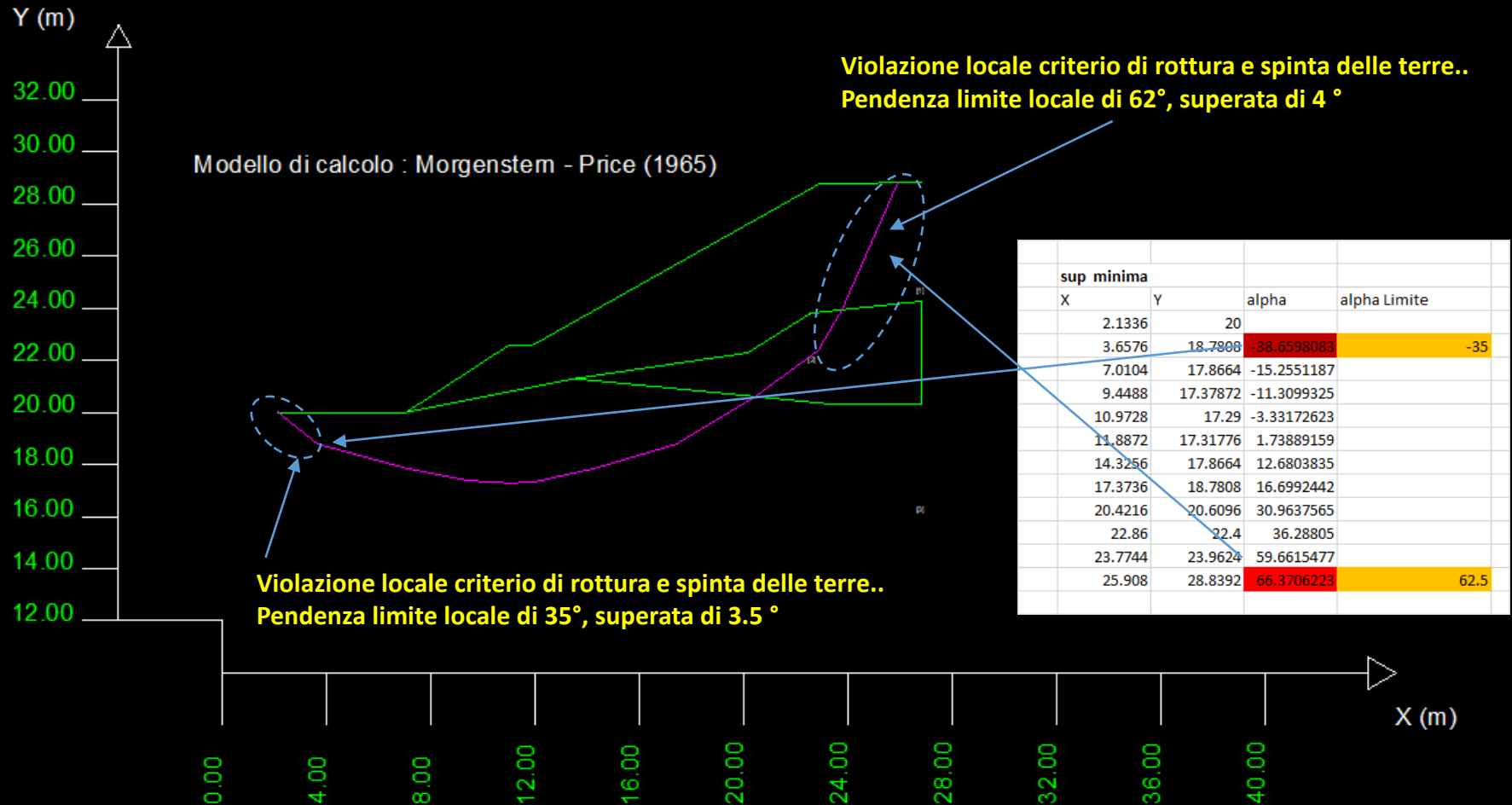
La superficie poligonale precedentemente indicata viola in due zone il principio di spinta delle terre e le pendenze limite indicate da Ching e Fredlund (1983)...

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi` deg | C` kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 |
|----|-------------|-----------|-----------|---------------|------------------|
| 1 | 35.00 | 0 | 0 | 20.11 | 20.11 |
| 2 | 33.00 | 0 | 0 | 19.62 | 19.62 |
| 3 | 20.00 | 7.16 | 0 | 17.27 | 17.27 |



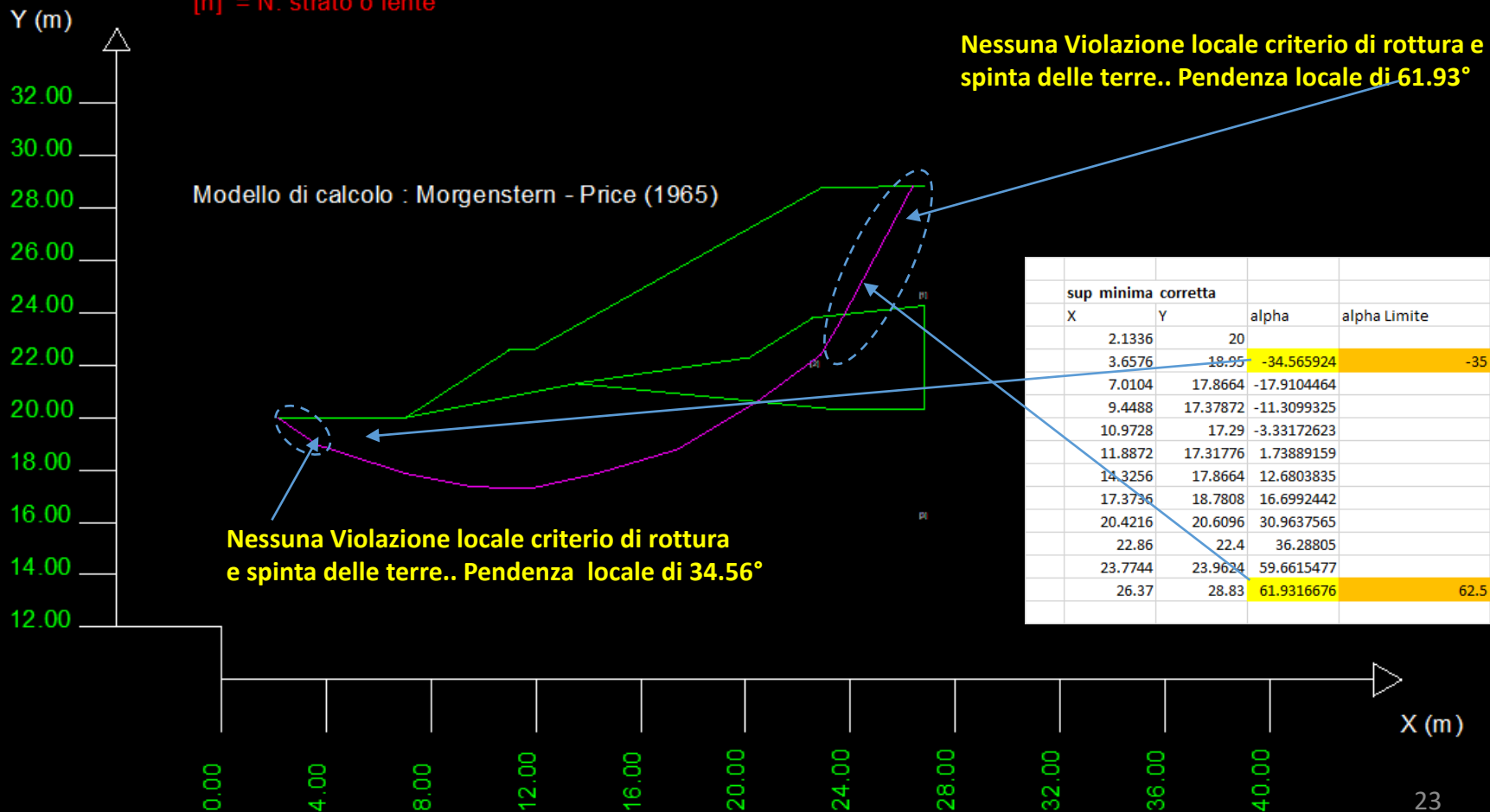
La superficie precedentemente indicata non puo' essere calcolata con le precedenti coordinate .
 Per questa ragione viene imposta una leggera modifica alle pendenze di entrata (a valle) e di uscita (a monte) in modo da ottemperare correttamente al principio di spinta delle terre..(Ching e Fredlund(1983).

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° deg | C° kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 |
|----|-------------|-----------|-----------|---------------|------------------|
| 1 | 35.00 | 0 | 0 | 20.11 | 20.11 |
| 2 | 33.00 | 0 | 0 | 19.62 | 19.62 |
| 3 | 20.00 | 7.16 | 0 | 17.27 | 17.27 |



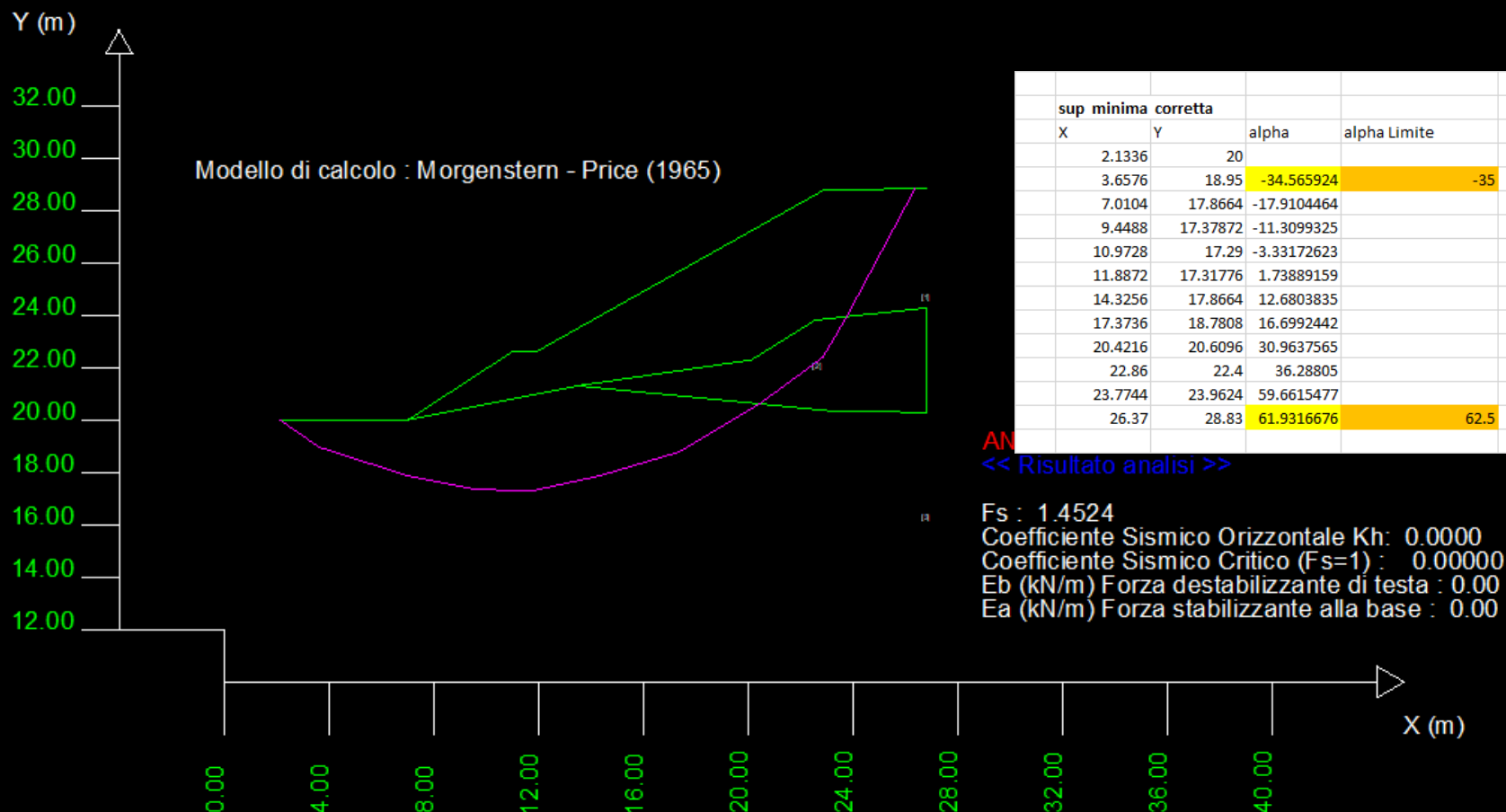
Risultati verifica su superficie poligonale minimamente corretta, **che non viola il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983).


SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 25/3/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° deg | C° kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 |
|----|-------------|-----------|-----------|---------------|------------------|
| 1 | 35.00 | 0 | 0 | 20.11 | 20.11 |
| 2 | 33.00 | 0 | 0 | 19.62 | 19.62 |
| 3 | 20.00 | 7.16 | 0 | 17.27 | 17.27 |



Risultati verifica su superficie poligonale riportata da Barla et al. (1964) e S.T.S (2018). **La superficie indicata viola il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983). 

| | <i>Jambu</i> | <i>Bell</i> | <i>MP</i> $F_x=C$ | <i>MP</i> $F_x=\sin$ | <i>MP</i> $F_x=\sin/2$ |
|----------------|--------------|-------------|-------------------|----------------------|------------------------|
| <i>Teorico</i> | 1,515433 | 1,465503 | 1,550710 | 1,545384 | 1,54508 |
| <i>CDDWin</i> | 1,5132 | 1,4851 | 1,538 | 1,5285 | 1,5303 |
| <i>Scarto</i> | 0,15% | 1,32% | 0,83% | 1,10% | 0,97% |

ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA


```

METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda....MLD....Kc.....Esito.....Note..
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.4585 1.0000 0.1077 0.0000 Verificata [5]
SPENCER(1973)..... 1.4580 0.3190 0.1033 0.0000 Verificata [5]
SARMA_I(1973)..... 1.4544 0.7731 0.1017 0.0000 Verificata [5]
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.4524 0.4182 0.1006 0.0000 Verificata [5]
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.4529 0.3880 0.1009 0.0000 Verificata [5]
SARMA_II(1979)..... 1.4476 0.9646 0.0994 0.0000 Verificata [5]
BORSELLI(2016)..... 1.4529 0.2920 0.1010 0.0000 Verificata [5]

```

NOTE di Calcolo:-----

- [0]--> $F_s < 1.0$ oppure non convergenza calcolo
- [1]--> $F_s > 50$
- [2]--> $K_c = 0.0$ per $F_s < 1.0$
- [3]--> $K_c = 0.0$ per $F_s > 50$
- [4]--> Calcolo K_c senza convergenza
- [5]--> Calcolo K_c non attivato

 Tabella Risultati ottenuti con SSAP2010, **sulla superficie minimamente corretta, in modo da non violare il principio di rottura per spinta delle terre**, secondo le indicazioni di Ching e Fredlund (1983).

Conclusioni - Parte 1

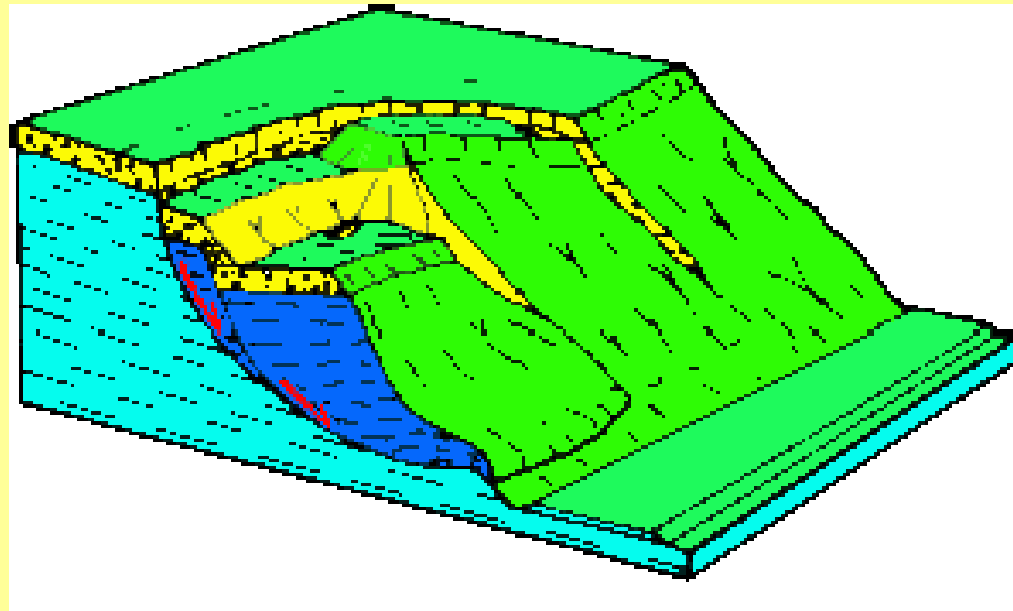
- **Gli esempi di riferimento utilizzati da Barla et al. (1964) effettuano, in 2 casi calcoli senza considerare le indicazioni dell'importante lavoro di Ching e Fredlund (1983).**
- Alcune delle superfici poligonali indicate non possono essere verificate con il set di coordinate XY fornite dai testi citati, dato che localmente possono violare il principio di rottura della teoria della spinta delle terre , causato da eccessi di pendenza locale della superfici di scivolamento considerate.
- **Le differenze riportate tra SSAP e gli altri risultati di calcolo ottenuti da Barla ET al. (1964) e da S.T.S(2018) per gli esempi 1,2 e 3, sono inferiori all'1%**
- **Nel caso dell'esempio 4 la differenza e' superiore al 10%, ma in questo caso essa e' principalmente dovuta al calcolo, in SSAP, su una superficie cinematicamente corretta e caratterizzata da una riduzione minima delle pendenze di entrata (a valle) e uscita (a monte) rispetto alla superfici poligonale originale.**
- Alcuni elementi di incertezza possono determinare altre piccole differenze. In particolare in Barla et al.(1964) la mancata indicazione della densita', o del peso unitario totale (gamma) , rispettivamente della porzione satura e della porzione insatura di uno stesso strato. **Questa indicazione si rende necessaria per considerare correttamente il peso unitario a diversi contenuti di acqua e a completa saturazione del terreno, affiche' il calcolo delle masse totali in gioco e delle pressioni efficaci sia il piu corretto possibile.**

Riferimenti bibliografici – parte 1

- BARLA G., C. CORNERI, M. CRAVERO E G. P. GIANI. (1964) *“L’applicazione dei metodi dell’equilibrio limite nello studio dei pendii naturali e delle scarpate”*, Supplemento al *BOLLETTINO*, pubblicazione edita con autorizzazione del Tribunale di Torino, n. 1682 del 20 Novembre 1964 e cura dell’Associazione Mineraria Subalpina presso l’Istituto di Arte Mineraria – Politecnico di Torino.
- BORSELLI L. (2018). "SSAP 4.9.8 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 4.9.8 https://www.ssap.eu/manuale_ssap2010.pdf. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.17674.31683>
- CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. *Can.Geotech. J.* 20 pp 661-672
- S.T.S. s.r.l. (2018). *Validazione codice di calcolo CDDWin*. <http://www.stsweb.it/downloads/Validazione/Validazione%20CDD.pdf> (ultimo accesso 25-03-2019)

Parte 2

In questo parte vengono presentati esempi di del codice SSAP mediante comparazione dei risultati di verifica tratti da riviste scientifiche internazionali di geotecnica:



Esempio tratto da Leshinsky and Ambauen (2015)

Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015). "Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems." *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001347.

Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems

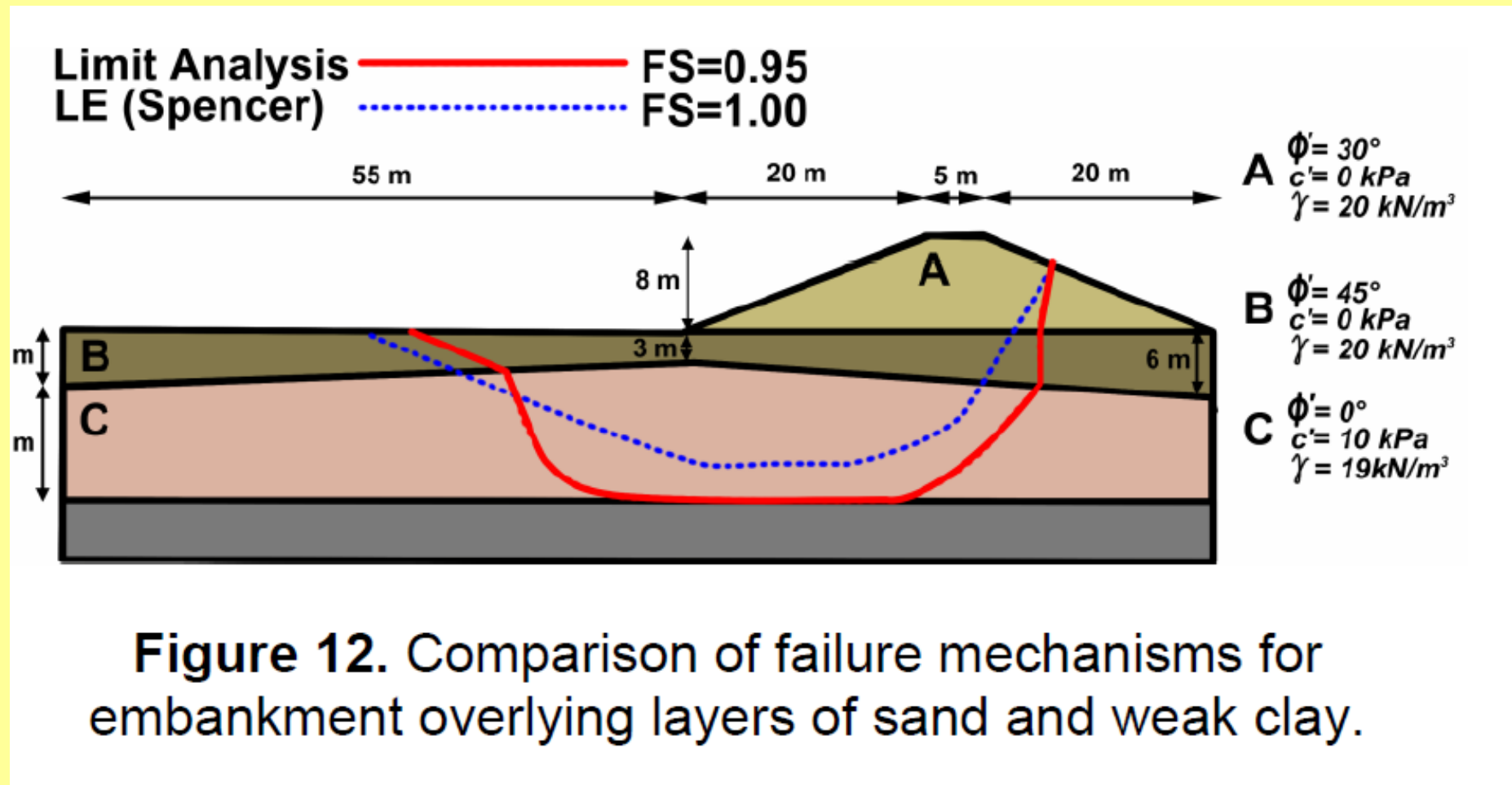
Ben Leshchinsky^a and Spencer Ambauen^b

^aAssistant Professor, A.M.ASCE, Dept. of Forest Eng., Res. and Mgmt., Oregon State University, 280 Peavy Hall, Corvallis, OR 97331, ben.leshchinsky@oregonstate.edu, +15417378873 (Corresponding author)

^bM.S., School of Construction and Civil Engineering, Oregon State University, 101 Kearney Hall, Corvallis, OR 97331

Gli autori presentano Molteplici esempi di pendii, con differente grado di complessita', con risultati ottenuti con due diversi tipi di modelli di calcolo (LEM e Analisi Limite), nonche offrono una accurate discussion dei risultati.

Esempio 2.1, (figura 12 Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

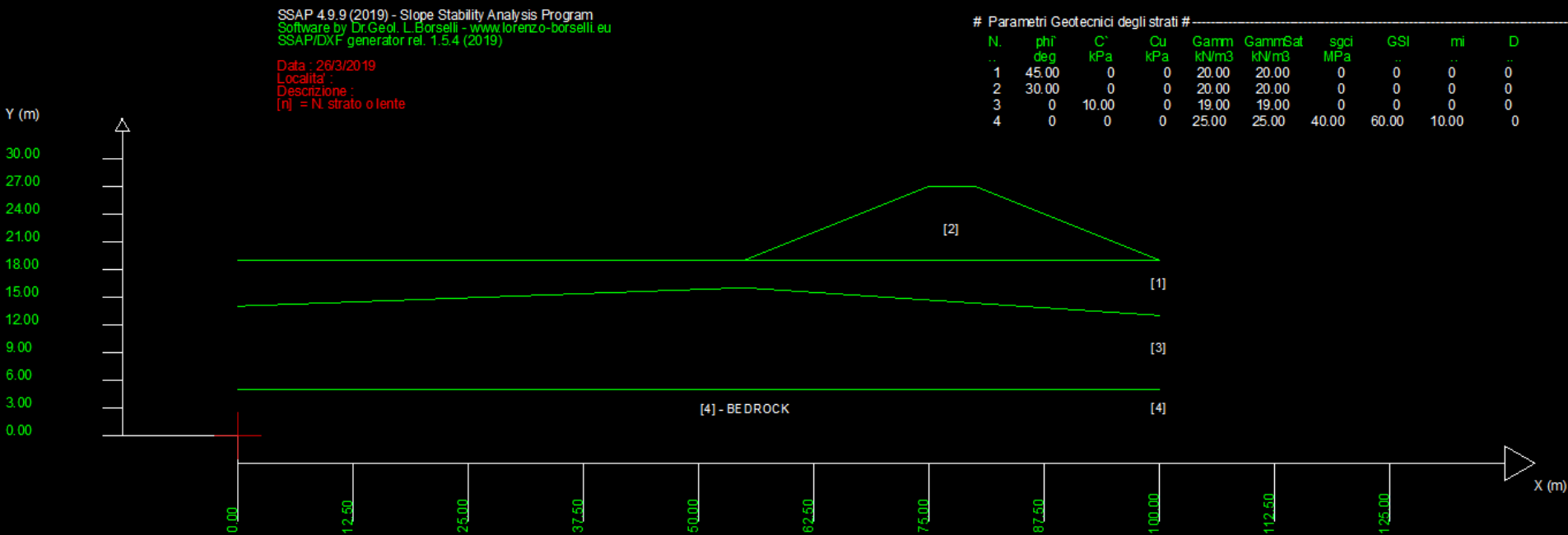


Rilevato di recente costruzione sopra strato di sabbie molto resistente poggiante su strato di argilla soffice. Le unità di misura seguono Il Sistema Internazionale (SI), (*pressioni in kPa, pesi unitary in kN/m³, lunghezze in m*).

La superficie critica di riferimento è quella di individuata con il método Spencer.

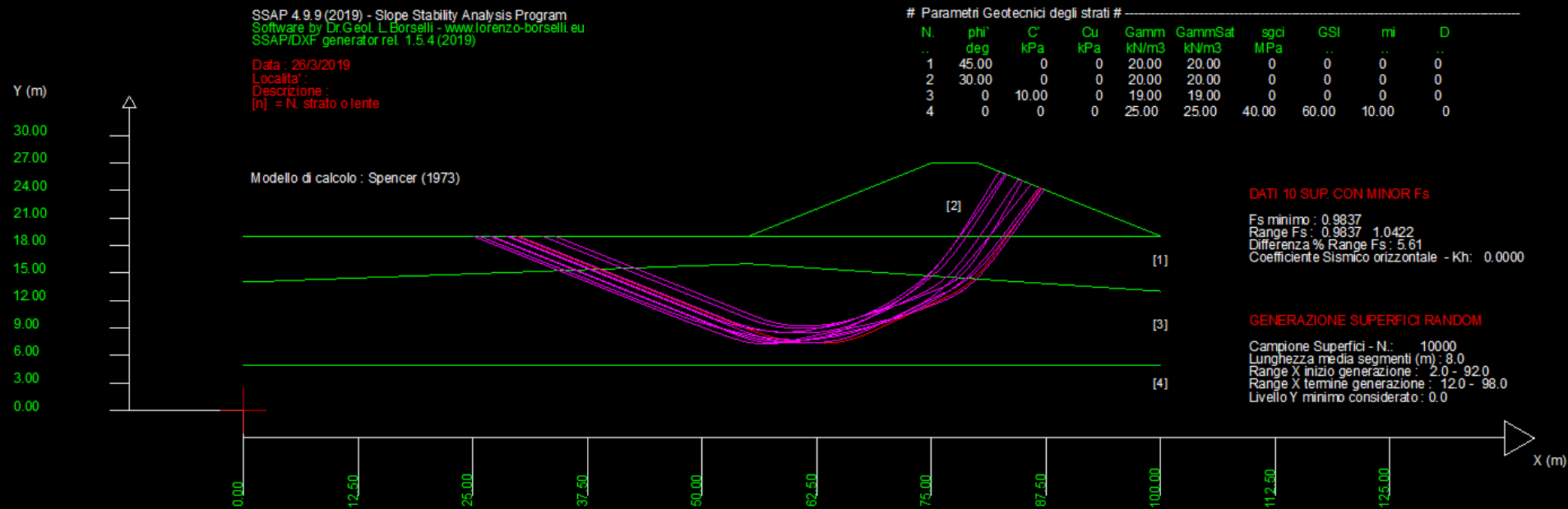
Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

Modello del rilevato in SSAP, Il substrato Rigido (bedrock) e' inserito come strato 4
Ammasso roccioso molto resistente.. Leshchinsky & Ambauen (2015) invece lo
inseriscono semplicemente come un livello non attraversabile.



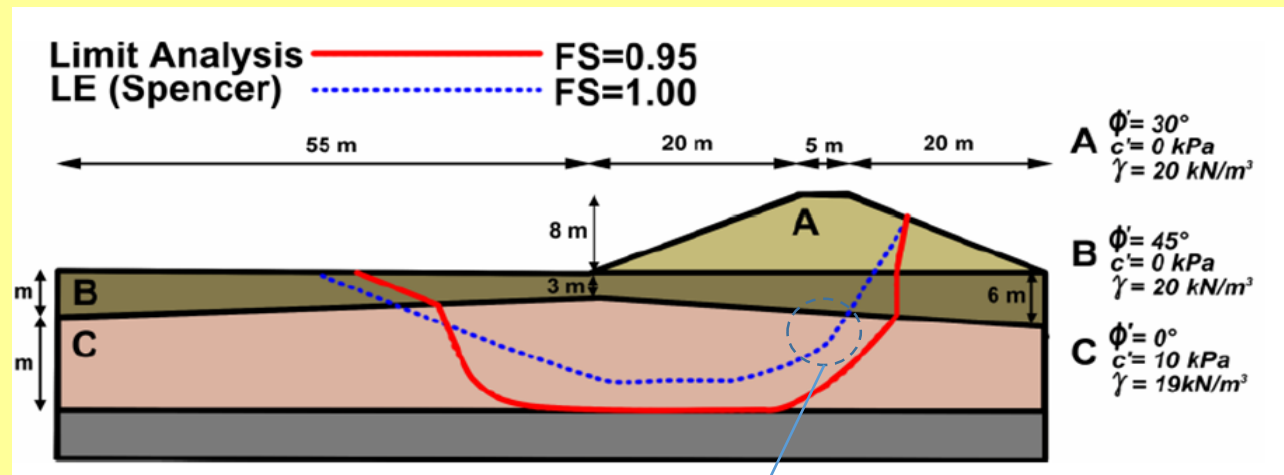
Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

Risultato con SSAP – le 10 superfici con minor FS
Motore di ricerca utilizzato: SNIFF RANDOM SEARCH
Numero superfici generate 10000



Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))

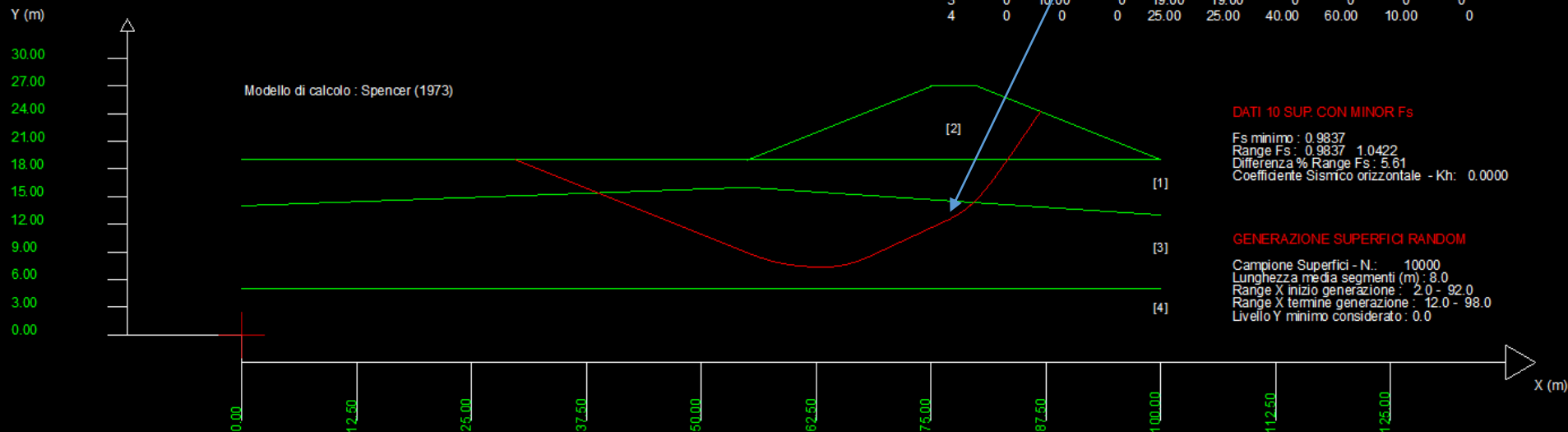
In corrispondenza del cerchio abbiamo una evidente violazione del criterio di rottura per spinta attiva. Essendo la pendenza locale nello strato 3 ($>45^\circ$). SSAP invece genera solo superfici che non violano il principio di spinta delle terre. Eccetto questa variazione la superficie individuata rimane la sostanzialmente medesima così pure il valore di FS minimo..



SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/IDXF generator rel. 1.5.4 (2019)

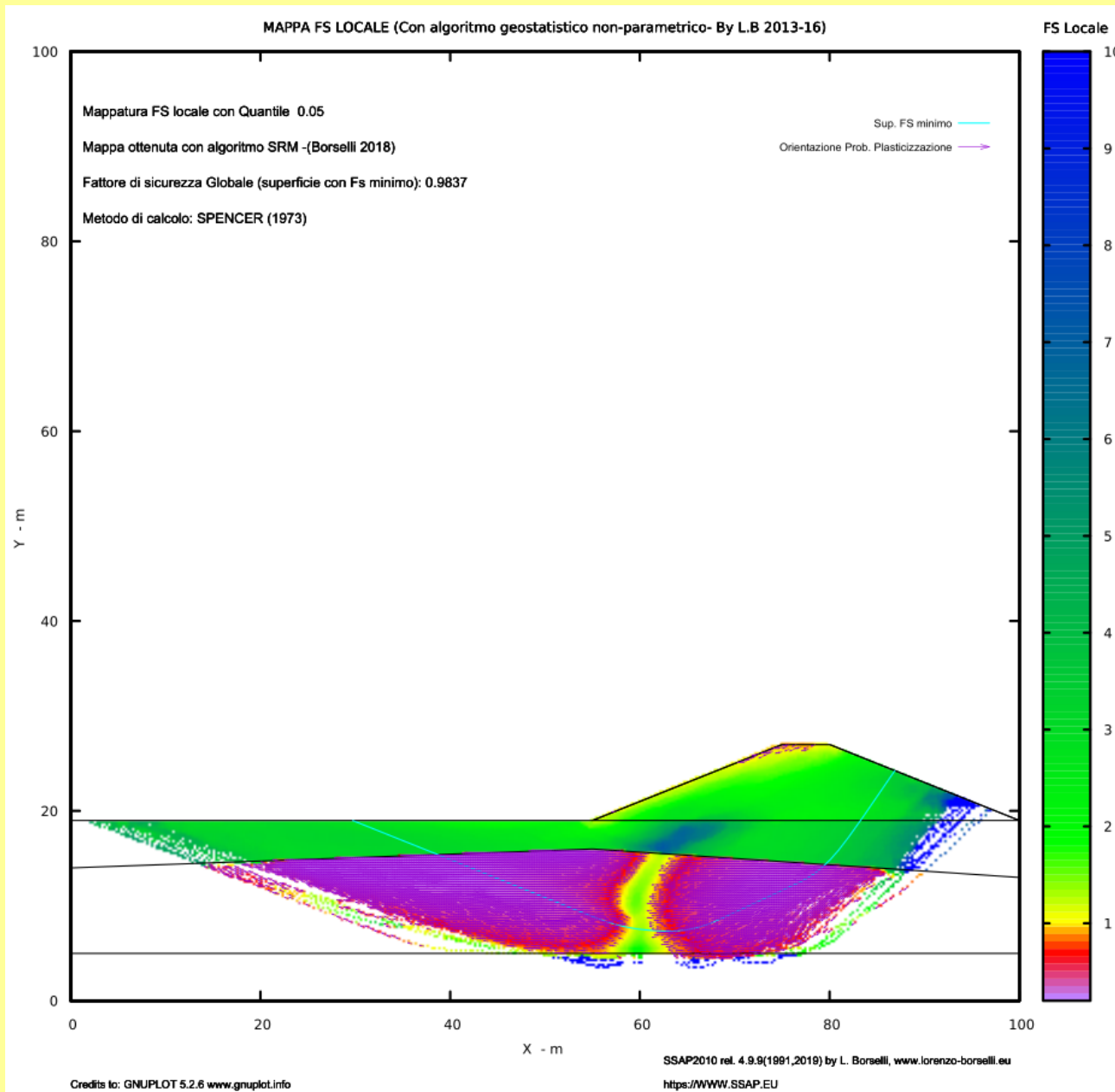
Data : 26/3/2019
 Località :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

| # | N. | phi' | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|---|----|-------|-------|-----|-------|---------|-------|-------|-------|---|
| | | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | | | |
| 1 | 1 | 45.00 | 0 | 0 | 20.00 | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 2 | 30.00 | 0 | 0 | 20.00 | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 3 | 0 | 10.00 | 0 | 19.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 4 | 0 | 0 | 0 | 25.00 | 25.00 | 40.00 | 60.00 | 10.00 | 0 |



Risultato con SSAP – superficie con FS MINIMO FS=0.9837

Esempio 2.1, (Leshchinsky, B. and Ambauen, S. (2015))



Mappa Fattore FS locale
In SSAP

Esempio di verifica molto complessa, presentata in Cheng et al. (2007)



Available online at www.sciencedirect.com



Computers and Geotechnics 34 (2007) 92–103

**COMPUTERS
AND
GEOTECHNICS**

www.elsevier.com/locate/compgeo

Particle swarm optimization algorithm for the location
of the critical non-circular failure surface
in two-dimensional slope stability analysis

Y.M. Cheng ^{a,*}, Liang Li ^{a,b}, Shi-chun Chi ^b, W.B. Wei ^a

^a *Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong*

^b *School of Civil and Hydraulic Engineering, Da Lian University of Technology, China*

Received 9 March 2006; received in revised form 6 October 2006; accepted 18 October 2006

Available online 27 December 2006

Gli autori presentano e testano un algoritmo di ottimizzazione multidimensionale al fine di individuare la superficie critica con minor FS.

Si considera il test di maggiore difficoltà tra quelli presentati: l'esempio di pendio 7

Esempio 7 da Cheng et al. (2007)

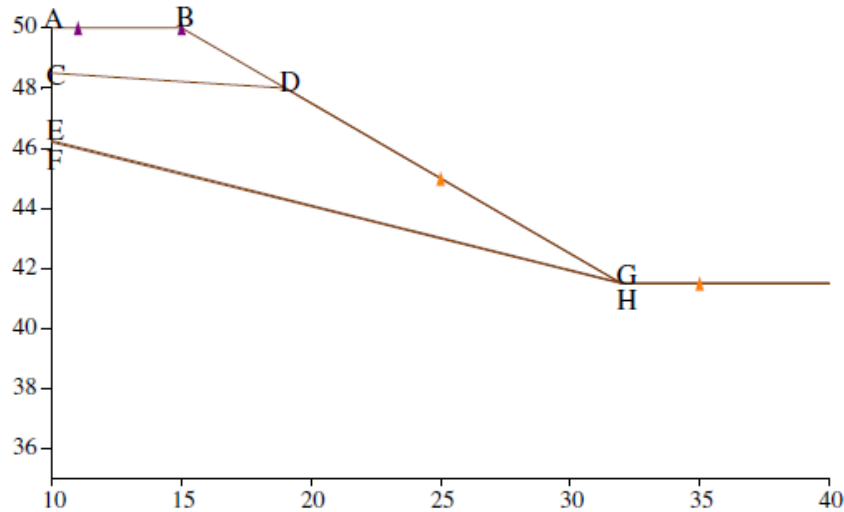


Fig. 19. The cross section of example 7, which has a very thin soft band.

Table 11
Summary of coordinates for key points

| Coordinates | A | B | C | D | E | F | G | H |
|-------------|----|----|------|------|-------|------|-------|------|
| x-Ordinate | 10 | 15 | 10 | 19 | 10 | 10 | 31.9 | 32 |
| y-Ordinate | 50 | 50 | 48.5 | 48.0 | 46.25 | 46.2 | 41.55 | 41.5 |

Table 12
Geotechnical parameters for example 7

| Layer | γ (kN/m ³) | c (kPa) | ϕ (deg) |
|-------|-------------------------------|-----------|--------------|
| 1 | 19.0 | 15.0 | 20.0 |
| 2 | 19.0 | 17.0 | 21.0 |
| 3 | 19.0 | 5.00 | 10.0 |
| 4 | 19.0 | 35.0 | 28.0 |

Lo strato 3 con piu deboli caratteristiche ha uno spessore di meno di 3 cm !!

Table 13

Minimum factors of safety for example 7 (Spencer method)

| Different number of slices | Minimum factor of safety | NOF |
|-----------------------------|--------------------------|---------|
| PSO, number of slices = 15 | 1.2204 | 89,744 |
| PSO, number of slices = 20 | 1.2193 | 119,563 |
| PSO, number of slices = 30 | 1.1835 | 123,326 |
| MPSO, number of slices = 15 | 1.1876 | 17,915 |
| MPSO, number of slices = 20 | 1.2260 | 15,321 |
| MPSO, number of slices = 30 | 1.2006 | 15,153 |

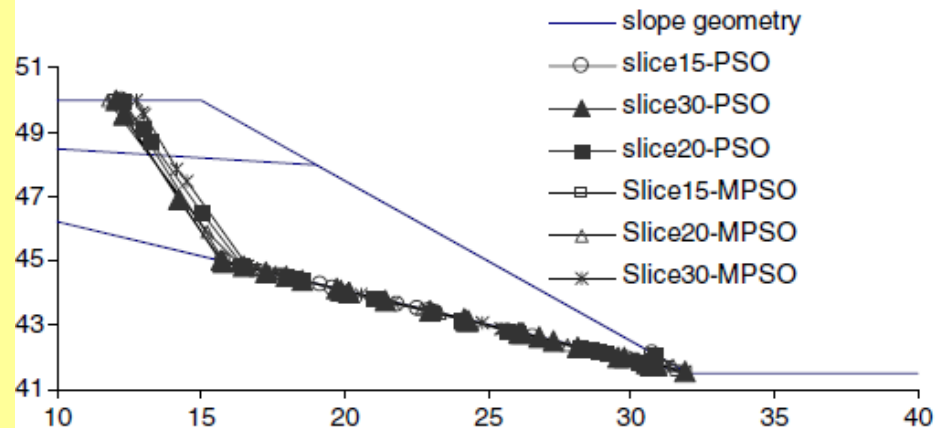


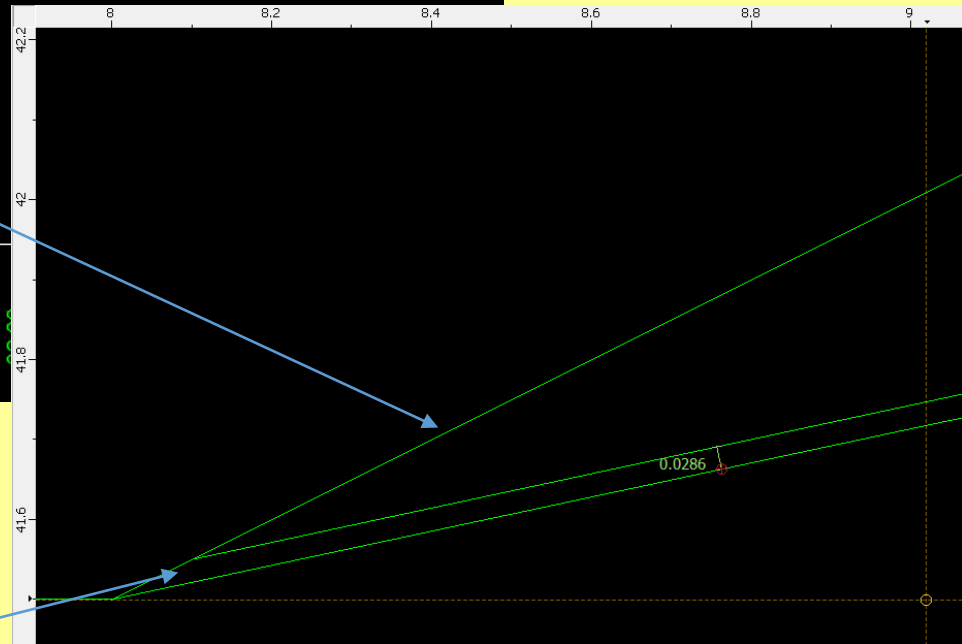
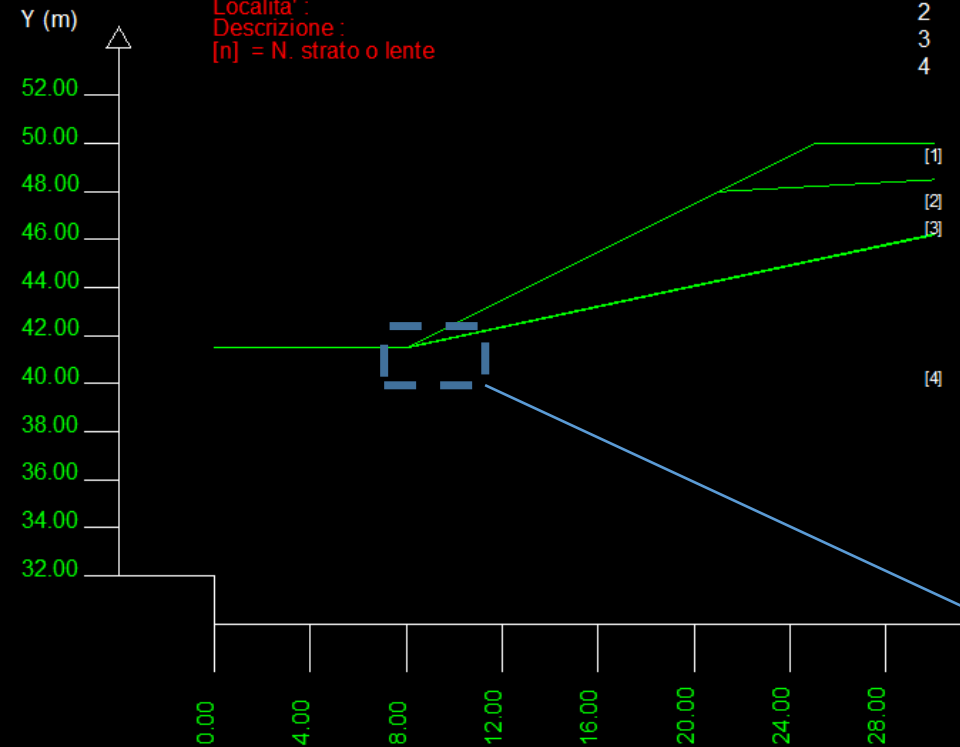
Fig. 20. Comparisons of critical slip surfaces for example 7.

E' un test che presenta notevoli difficoltà' per qualunque motore di ricerca ..

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 24/4/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

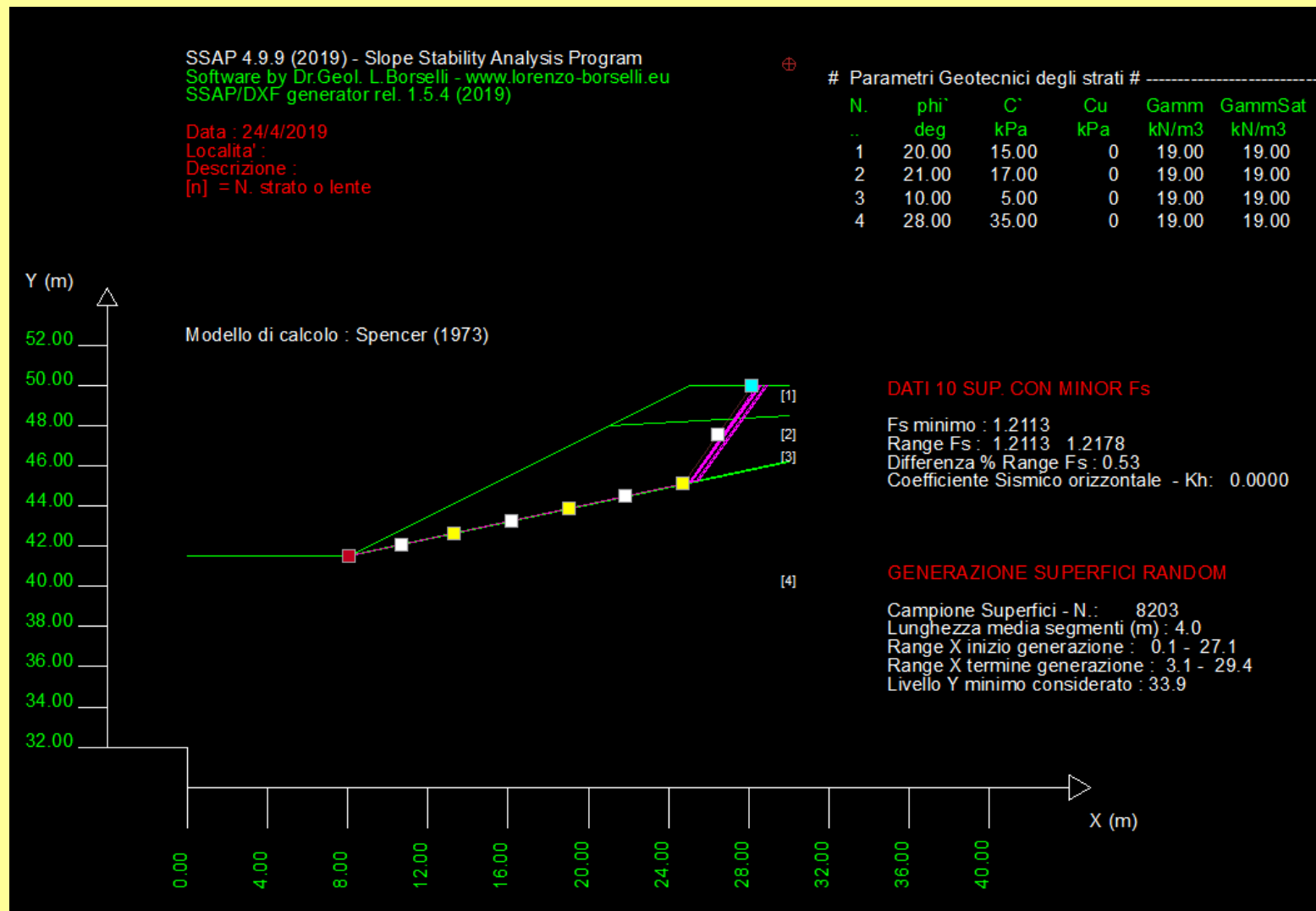
| # | Parametri Geotecnici degli strati # | | | | |
|----|-------------------------------------|-----------|-----------|---------------|------------------|
| N. | phi` deg | C` kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 |
| 1 | 20.00 | 15.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 2 | 21.00 | 17.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 3 | 10.00 | 5.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 4 | 28.00 | 35.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |



Modello esempio 7 in SSAP 4.9.9.
 Lo strato sottile (strato 3)
 ha uno spessore di meno di 3 cm !!

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita, date le convenzioni usate dal SSAP

ESEMPIO 2.2



Modello esempio 7 in SSAP 4.9.9. ricerca effettuata con Motore SNIFF RANDOM SEARCH (modalita' per discontinuita' sottili). La superficie con FS minimo e' indicata con nodi quadrati colorati.

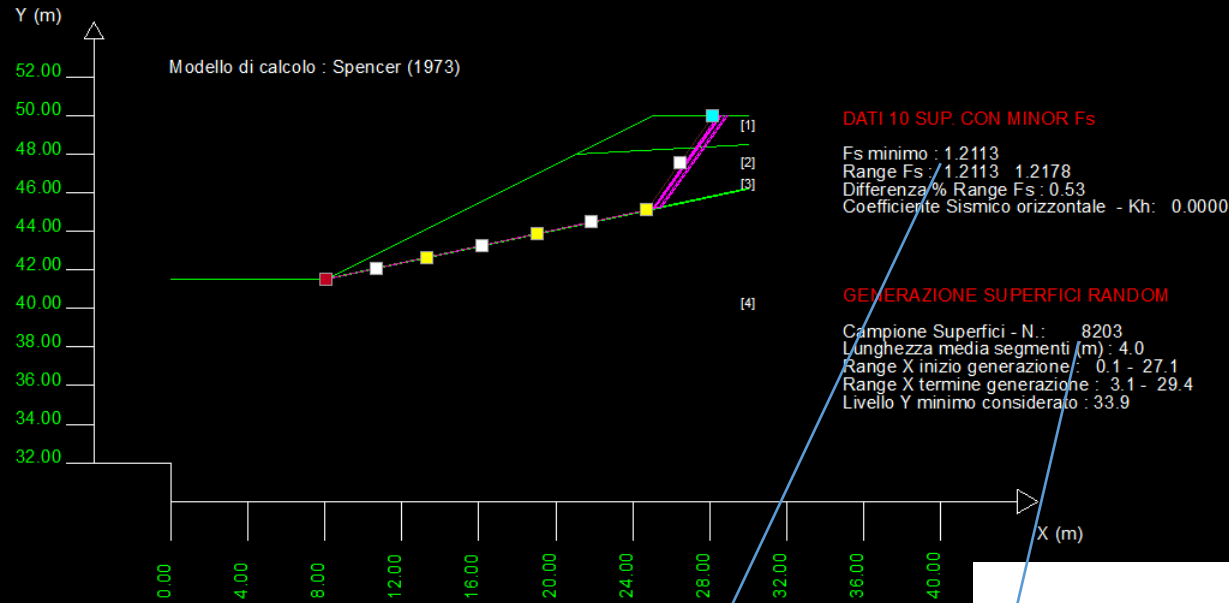
Con SSAP **valore di FS finale e' 1.211** (metodo Spencer) , dopo con generazione di 8200 superfici.

Cheng et al. (2007) trovano valori compresi tra 1.19 e 1.22 con approssimativamente una valutazione di 16000 superfici..

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita date le convenzioni usate dal SSAP

Data : 24/4/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

| # Parametri Geotecnici degli strati # | | | | | |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|---------|
| N. | phi° | C° | Cu | Gamm | GammSat |
| deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | |
| 1 | 20.00 | 15.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 2 | 21.00 | 17.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 3 | 10.00 | 5.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |
| 4 | 28.00 | 35.00 | 0 | 19.00 | 19.00 |



ESEMPIO 2.2

Si noti che la orientazione del pendio originale e' invertita date le convenzioni usate dal SSAP

Il motore SNIFF RANDOM SEARCH mostra la sua evidente potenzialita' anche in casi estremi di difficolta' prodotte da presenza di discontinuita' estremamente sottili.

Esempio 7 risultati da Cheng et al. (2007)

Table 13

Minimum factors of safety for example 7 (Spencer method)

| Different number of slices | Minimum factor of safety | NOF |
|-----------------------------|--------------------------|---------|
| PSO, number of slices = 15 | 1.2204 | 89,744 |
| PSO, number of slices = 20 | 1.2193 | 119,563 |
| PSO, number of slices = 30 | 1.1835 | 123,326 |
| MPSO, number of slices = 15 | 1.1876 | 17,915 |
| MPSO, number of slices = 20 | 1.2260 | 15,321 |
| MPSO, number of slices = 30 | 1.2006 | 15,153 |

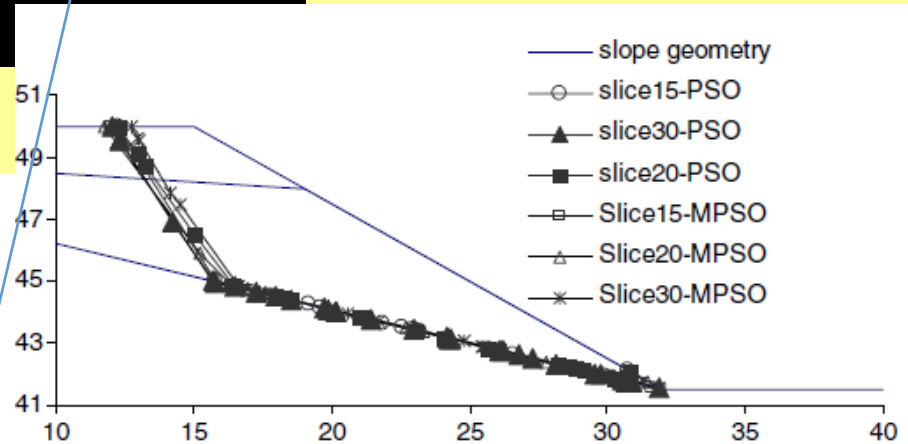


Fig. 20. Comparisons of critical slip surfaces for example 7.

Muro in terre rinforzate con geoblocchi e geogriglie (MSE WALL),
da Han & Leshinsky (2004)

*17th ASCE Engineering Mechanics Conference
June 13–16, 2004, University of Delaware, Newark, DE*

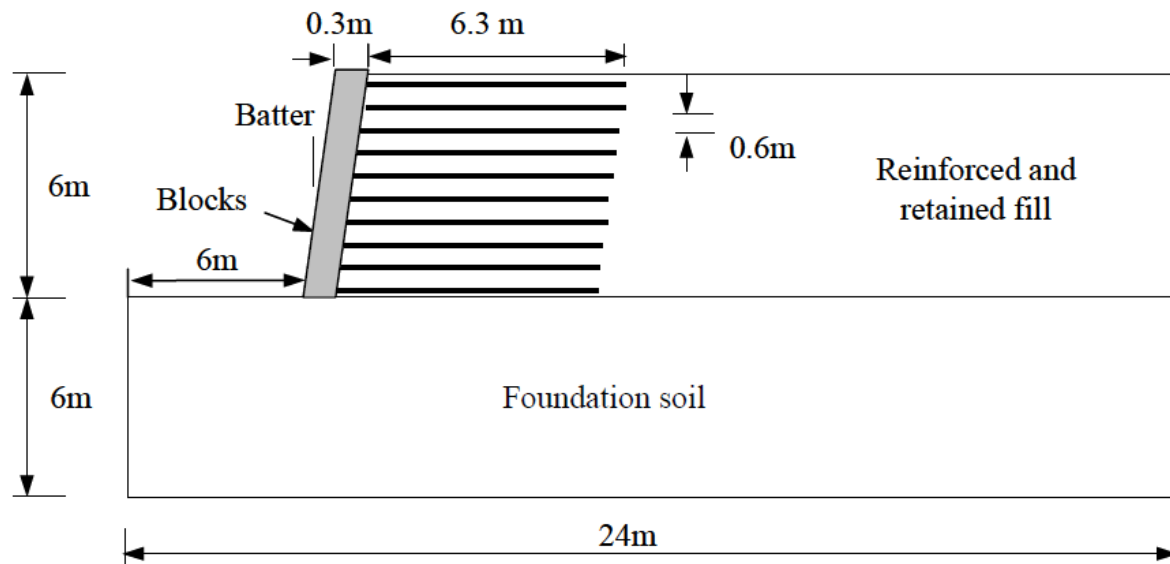
EM2004

**LIMIT EQUILIBRIUM AND CONTINUUM MECHANICS-BASED
NUMERICAL METHODS FOR ANALYZING STABILITY OF MSE WALLS**

Jie Han¹ (Member, ASCE) and Dov Leshchinsky² (Member, ASCE)

Il muro viene verificato con il metodo a equilibrio limite (LEM) con il software RESSA e con il software a elementi finiti (FEM), FLAC2D.

Esempio con muro esterno inclinato 70°



Han & Leshinsky (2004)

Fig. 1. Model for limit equilibrium and numerical analyses

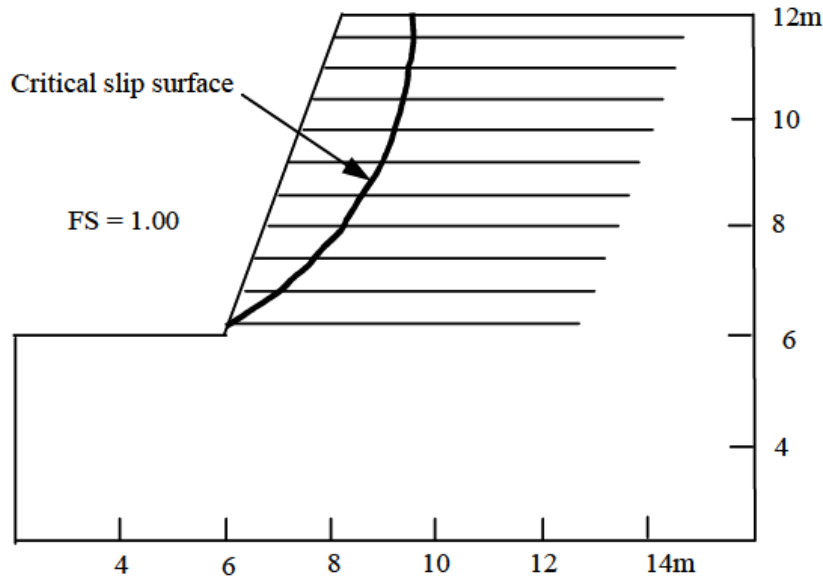
TABLE 1. Material Properties Used in the Analyses

| Materials | Blocks | Reinforced and retaining fill | Foundation soil | Reinforcement |
|------------|--|---|---|---|
| Properties | $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 2.5 \text{ kPa}$, $\phi = 34^\circ$ | $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\phi = 34^\circ$ | $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 34^\circ$ | $T_a = 11.1 \text{ kN/m}$ (vertical wall) or $T_a = 6.2 \text{ kN/m}$ (20° batter), $C_i = 0.8$ |

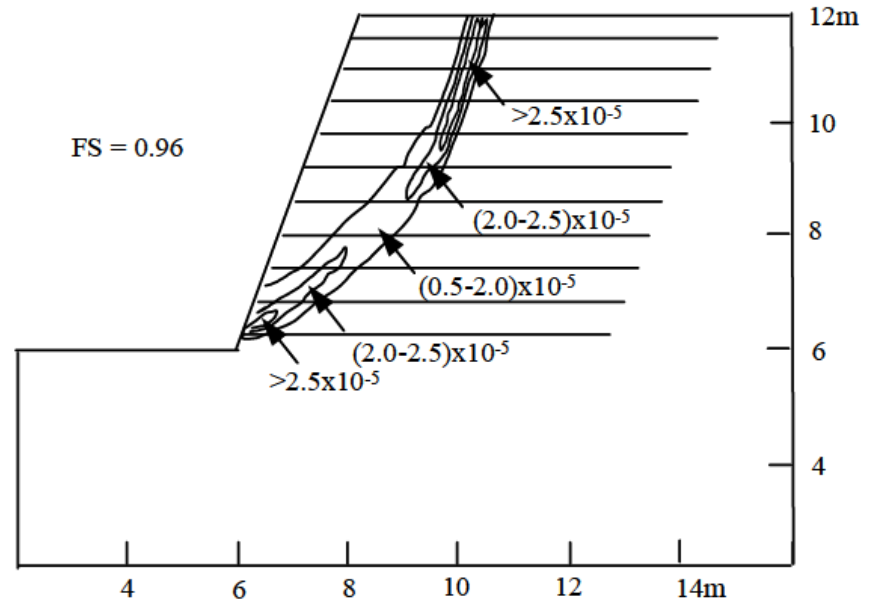
γ = unit weight, c = cohesion, ϕ = friction angle, T_a = design tensile strength of reinforcement, and C_i = interaction coefficient of reinforcement and soil.

Risultati FS con RESSA (FS=1.0 – método Bishop) E FLAC2D (FS=0.96)

Han & Leshinsky (2004)



(a) Critical slip surface and FS by ReSSA



(b) Maximum shear strain rate and FS by FLAC

Fig. 5. Critical slip surfaces and minimal factors of safety (20° batter MSE wall)

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 26/4/2019

Località :

Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° | C' | Cu | Gamm | GammSat |
|----|-------|-------|-----|-------|---------|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 |
| 1 | 34.00 | 0 | 0 | 18.00 | 18.00 |
| 2 | 34.00 | 10.00 | 0 | 18.00 | 18.00 |
| 3 | 34.00 | 2.50 | 0 | 18.00 | 18.00 |

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 0.9740

Range Fs : 0.9740 - 0.9776

Differenza % Range Fs : 0.37

Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

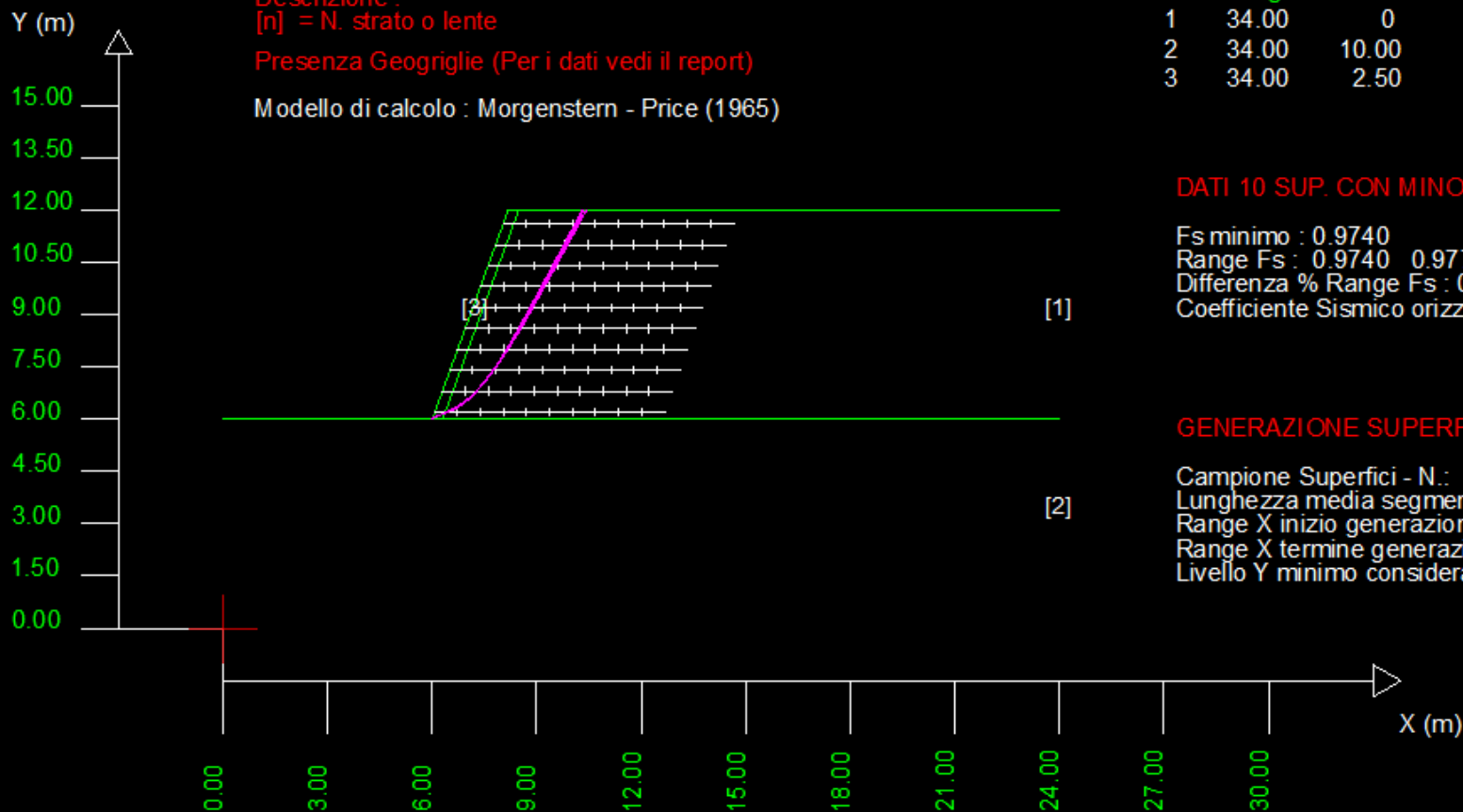
Campione Superfici - N.: 10000

Lunghezza media segmenti (m) : 0.5

Range X inizio generazione : 0.5 - 22.1

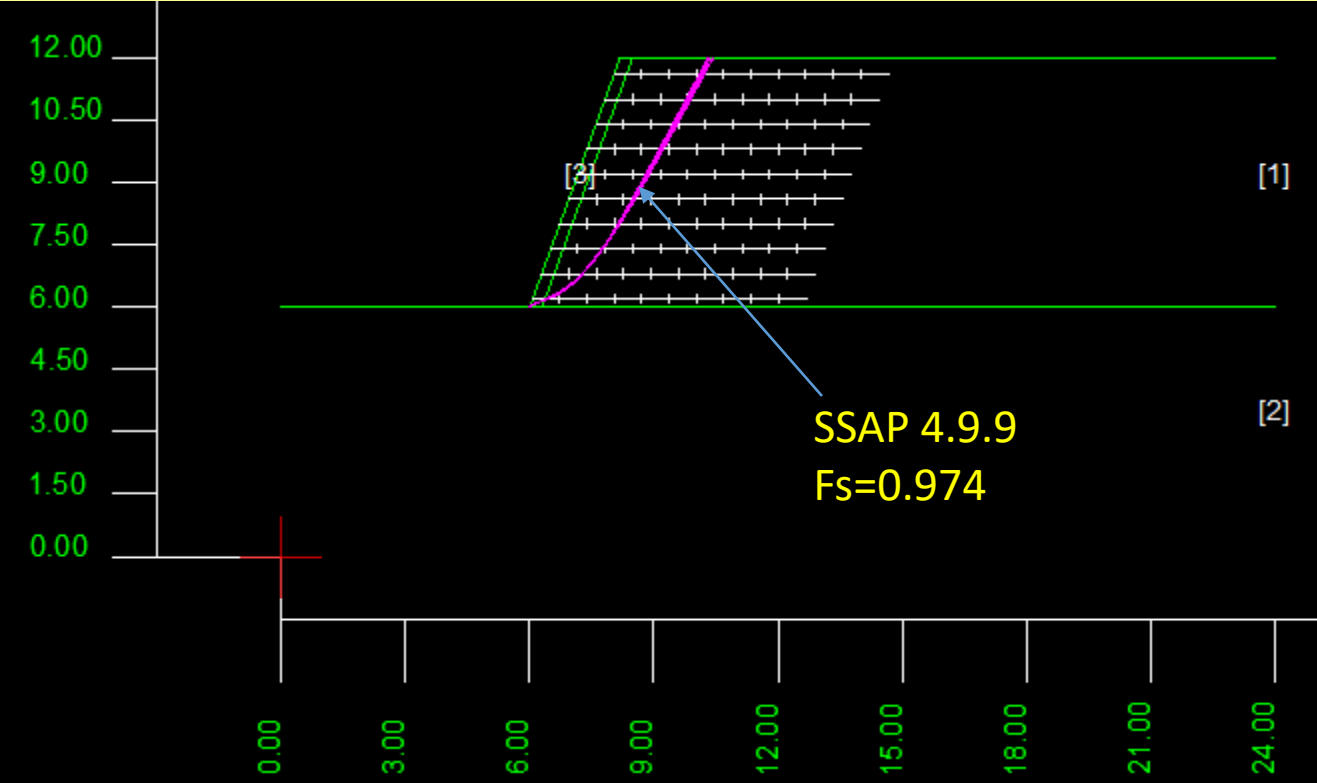
Range X termine generazione : 2.9 - 23.5

Livello Y minimo considerato : 0.6

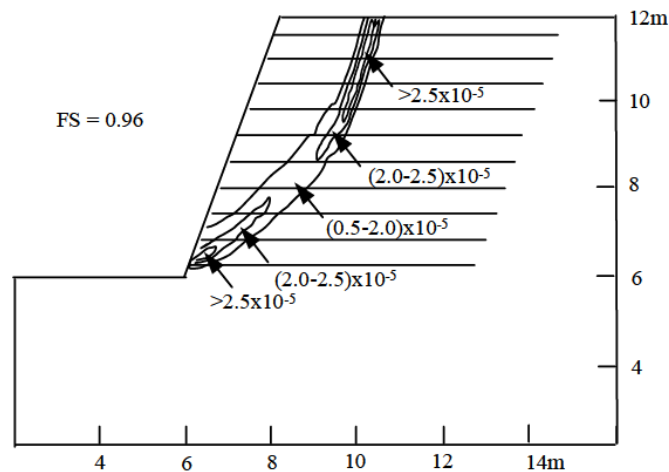
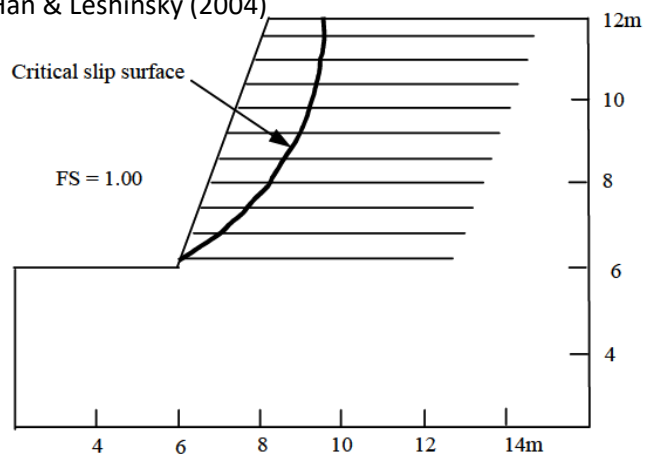


ESEMPIO 2.3

Il valore di F_s
prodotto da SSAP
E' intermedio tra
quello prodotto da
RESSA e FLAC2D.



Han & Leshinsky (2004)

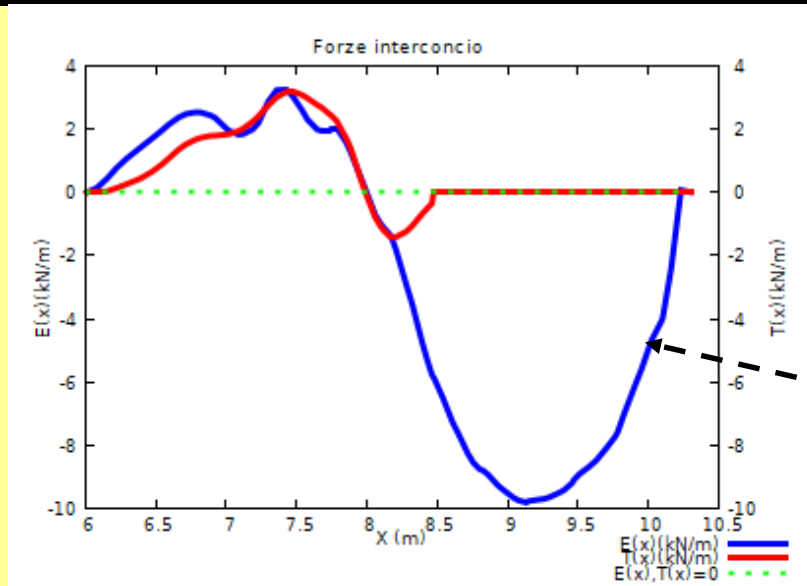
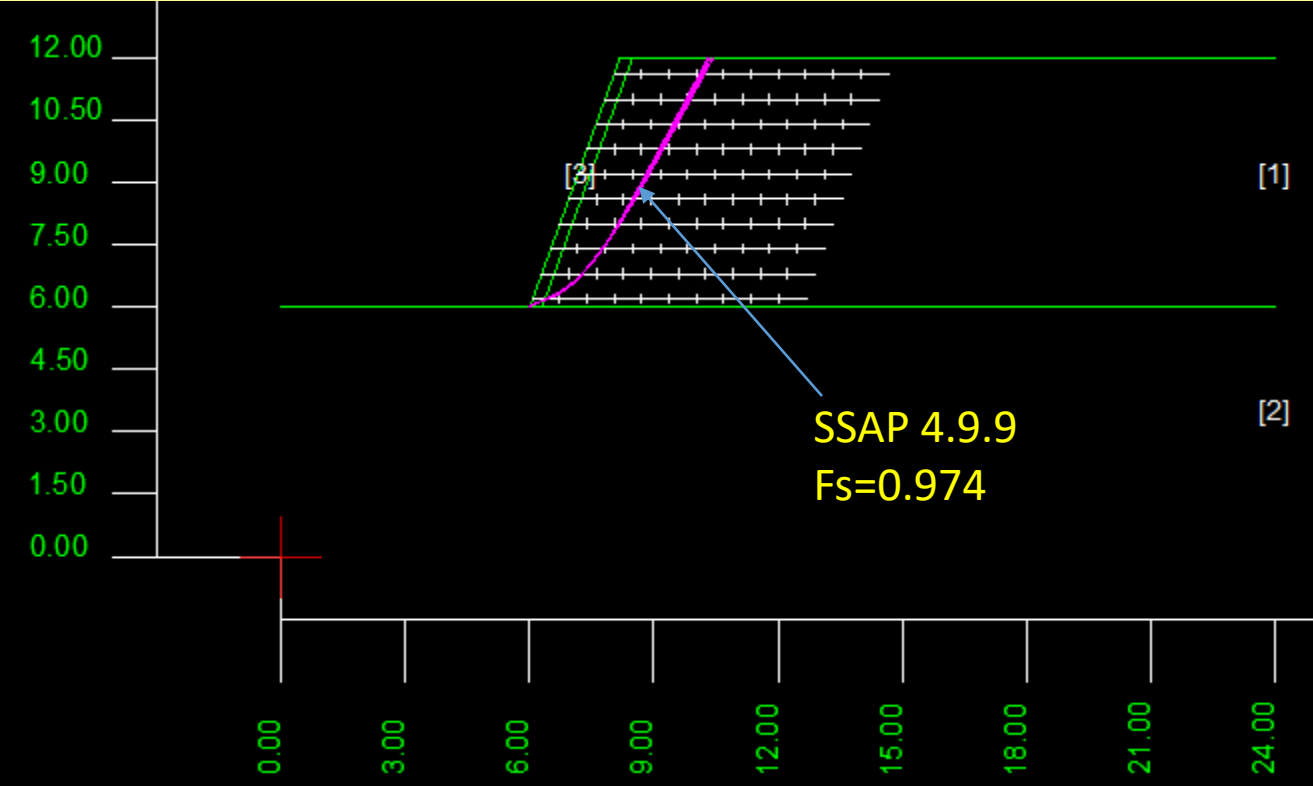


(a) Critical slip surface and FS by ReSSA

(b) Maximum shear strain rate and FS by FLAC

ESEMPIO 2.3

SSAP - Valutazione
grafico forze
interconco



Forze interconco
 $E(x)$, orizzontali
negative, legate
alla mobilitazione
della trazione
indotta dai
geosintetici

ESEMPIO 2.4

Chapter 3 Seismic Slope Stability Analysis by Considering Tension Crack

Abstract This chapter proposes an approach for how to consider tension failure in addition to shear failure in widely used FLAC^{3D}, a finite difference method, so that stability analysis can also be carried out for a slope with a complex slip surface. It is shown that the safety factors estimated using the numerical methods are almost the same comparing to an analytical method for a homogeneous slope. Additionally, it is shown by a large number of analysis examples that the effect of tension failure on slope stability is significant and the safety factor will be incorrect if tensile failure is ignored in the case of seismic loading.

Keywords Slope stability • FLAC^{3D} • Tension failure



© Science Press, Beijing and Springer Nature Singapore Pte Ltd. 2018
Y. Zhang, *Earthquake-Induced Landslides*, Springer Natural Hazards,
DOI 10.1007/978-981-10-2935-6_3

da Zhang (2018)

Analisi
originale con
método analisi
Limite (LA) e
finite element
method (FEM)

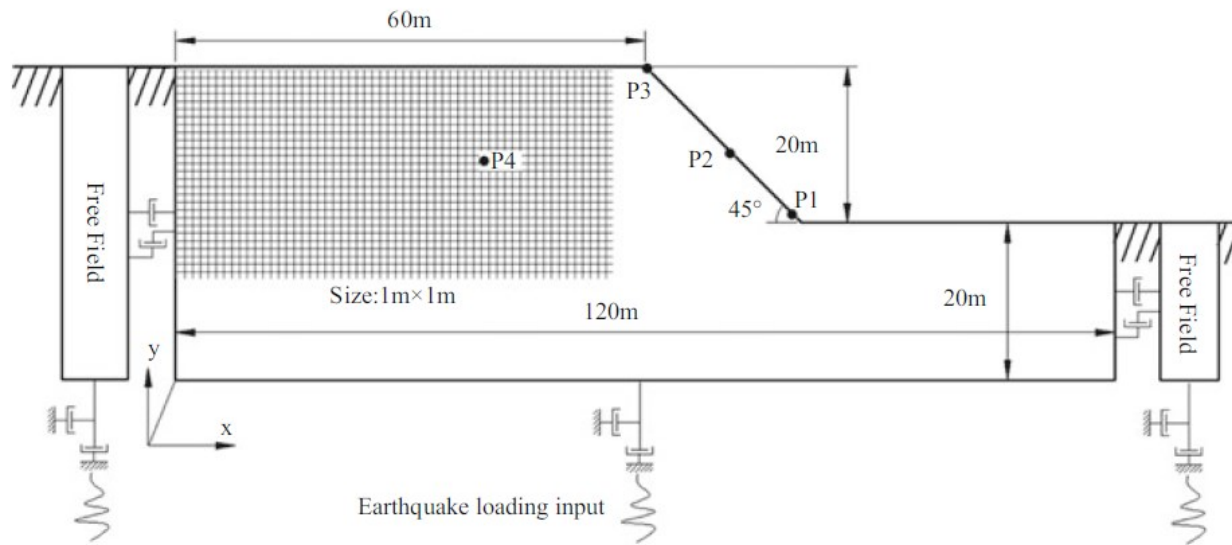
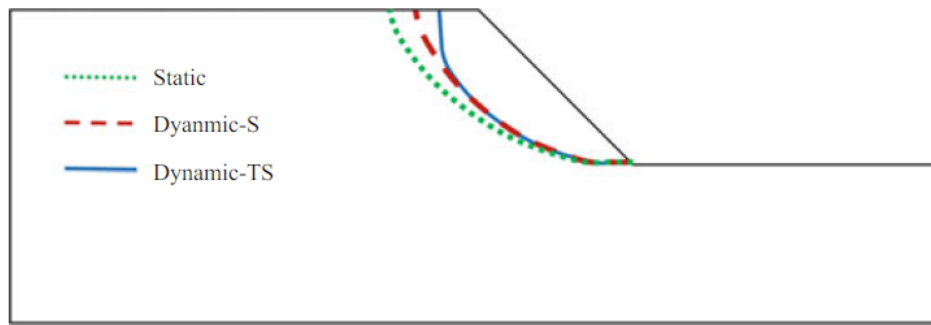


Fig. 3.6 Mesh generation and boundary conditions of finite difference model for dynamic slope stability analysis

Table 3.1 Property parameters of slope material

| Parameters | Value |
|-------------------------------|--------------------------------|
| Modulus of elasticity E | $77.48 \times 10^6 \text{ Pa}$ |
| Poisson's ratio μ | 0.3 |
| Density ρ | 2000 kg/m^3 |
| Cohesion c | 40,000 Pa |
| Interfriction angle φ | 20° |
| Dilation angle ψ | 20° |
| Tensile strength σ_t | 0 |





Note: *S* in *dynamic-S* is shear failure mechanism
TS in *dynamic-TS* is tension-shear failure mechanism

Fig. 3.19 Failure surfaces under static and dynamic situations based on different failure mechanisms

Risultati da Zhang (2018)

Analisi con (e senza) effetti tensionali (trazione)

| Method | | FOS | |
|--------------------|---------------------------------|---------------|--------|
| | | Tension-shear | Shear |
| Limit analysis | $k_h = 0.5\text{PGA}/g = 0.1$ | 1.0151 | 1.1001 |
| | $k_h = 0.75\text{PGA}/g = 0.15$ | 0.9795 | 1.0261 |
| FLAC ^{3D} | Cut-through | 0.98 | 1.11 |

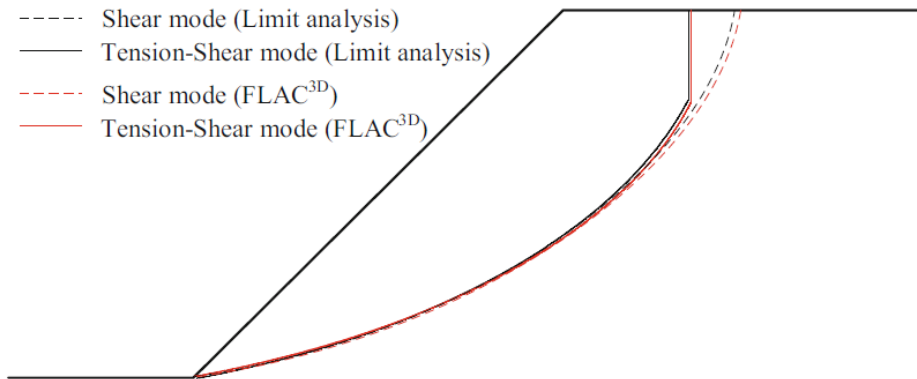


Fig. 3.21 Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC^{3D} under two failure modes

Table 3.2 FOS calculated from various methods

| Method | | FOS | |
|--------------------|---------------------------------|---------------|--------|
| | | Tension-shear | Shear |
| Limit analysis | $k_h = 0.5\text{PGA/g} = 0.1$ | 1.0151 | 1.1001 |
| | $k_h = 0.75\text{PGA/g} = 0.15$ | 0.9795 | 1.0261 |
| FLAC ^{3D} | Cut-through | 0.98 | 1.11 |

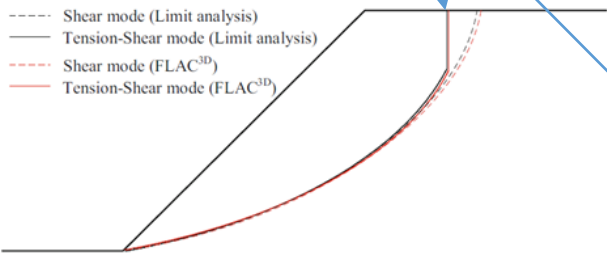


Fig. 3.21 Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC^{3D} under two failure modes

da Zhang (2018)

ESEMPIO 2.4

Risultato Analisi con effetti tensionali (trazione)

da SSAP 4.9.9 (2019)

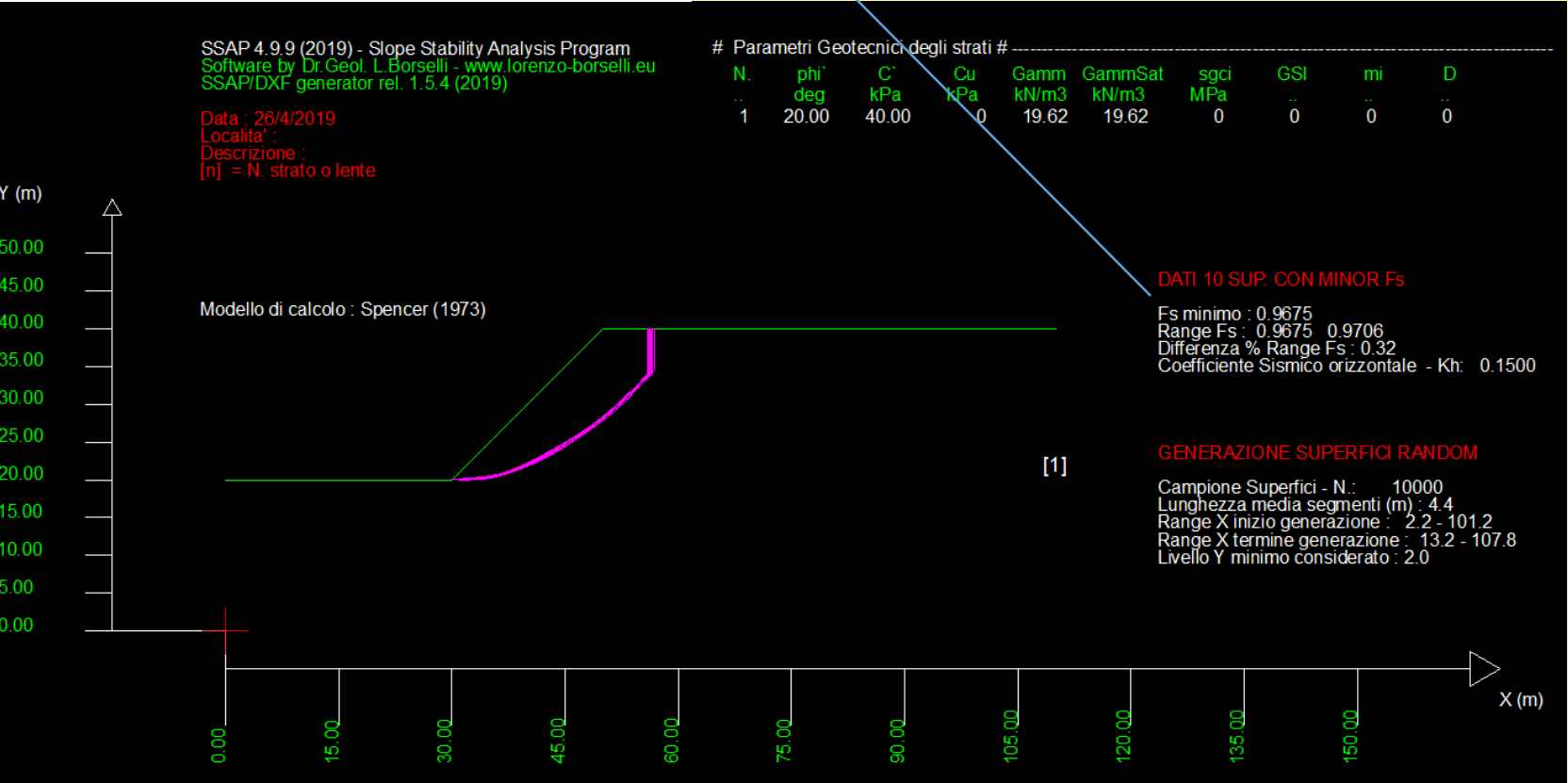


Table 3.2 FOS calculated from various methods

| Method | | FOS | |
|--------------------|---------------------------------|---------------|--------|
| | | Tension-shear | Shear |
| Limit analysis | $k_h = 0.5\text{PGA}/g = 0.1$ | 1.0151 | 1.1001 |
| | $k_h = 0.75\text{PGA}/g = 0.15$ | 0.9795 | 1.0261 |
| FLAC ^{3D} | Cut-through | 0.98 | 1.11 |



da Zhang (2018)

ESEMPIO 2.4

Analisi senza effetti tensionali (trazione)

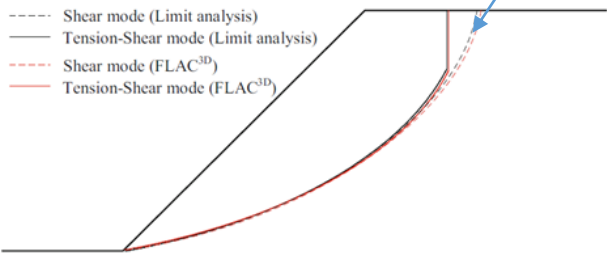
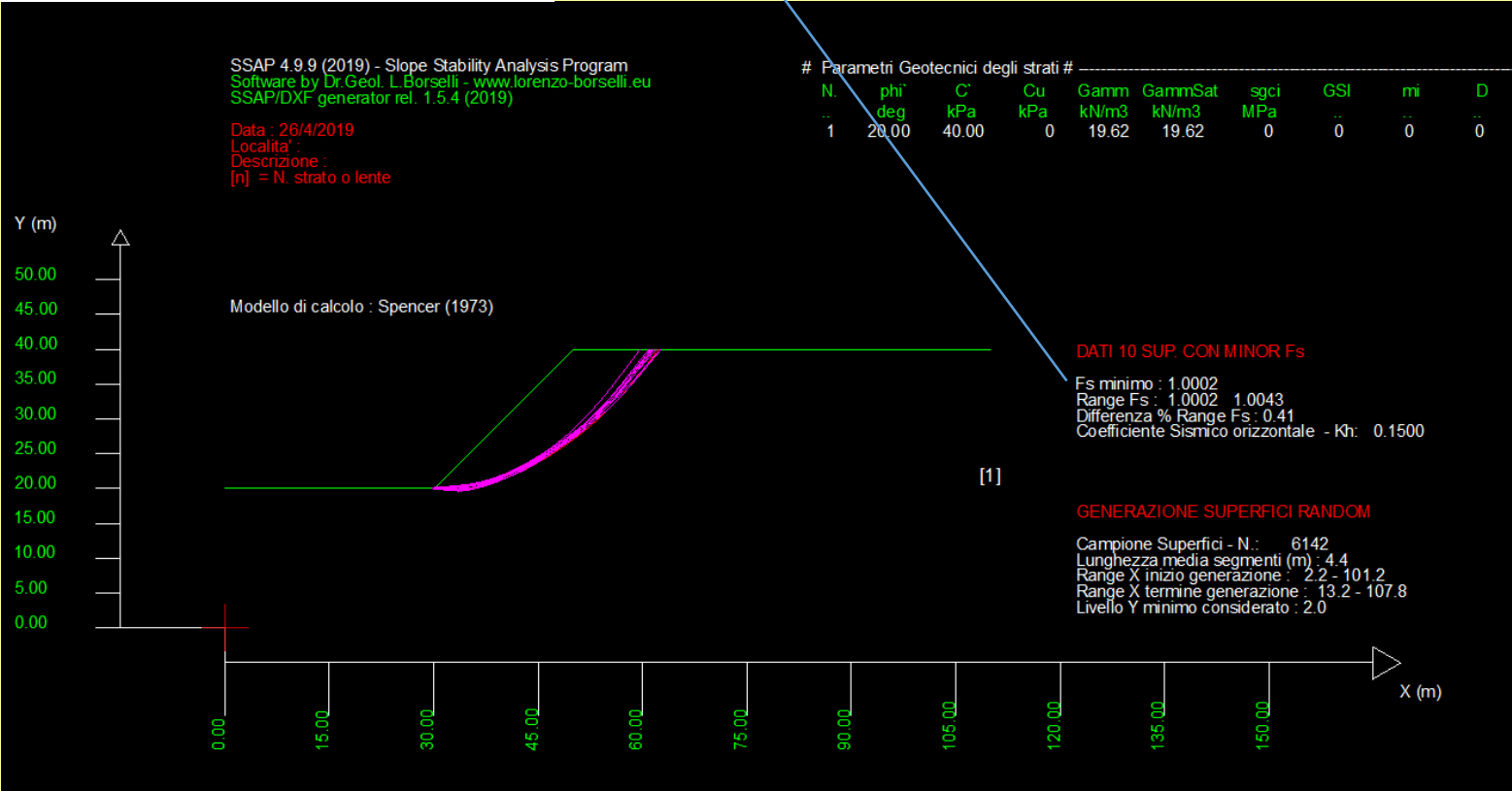


Fig. 3.21 Comparison of failure surface between limit analysis and FLAC^{3D} under two failure modes

da SSAP 4.9.9 (2019)



Caso di pendio a 2 strati.

DOI: 10.14256/JCE.1030.2014

Građevinar 10/2015

Primljen / Received: 3.2.2014.

Ispavljen / Corrected: 26.6.2015.

Prihvaćen / Accepted: 23.7.2015.

Dostupno online / Available online: 10.11.2015.

Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods

Authors:



Zoran Berisavljević, BSc.Geol.

Koridori of Sebja

berisavljevic_zoran@yahoo.com

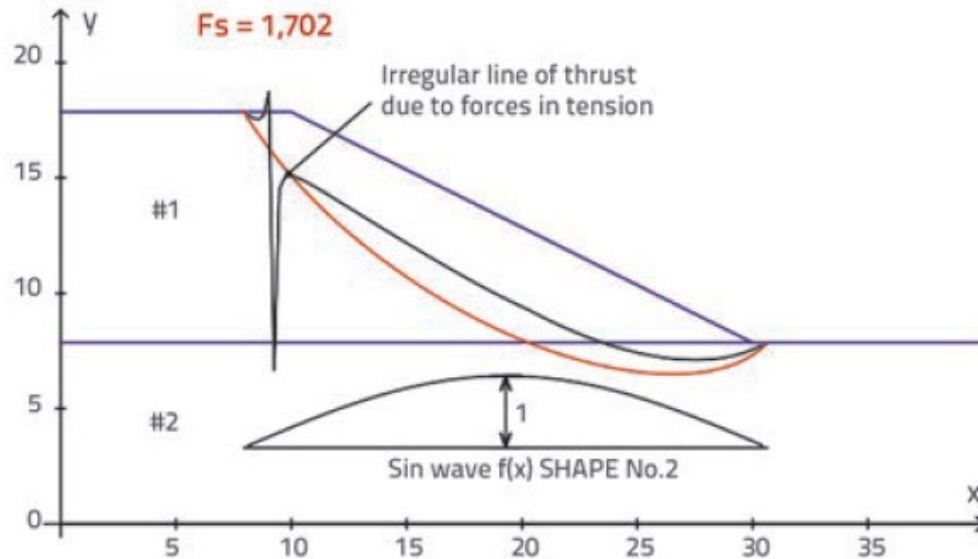
Subject review

Zoran Berisavljević, Dušan Berisavljević, Vladimir Čebašek, Dragoslav Rakić

Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods

This paper presents results of comparative slope stability analyses conducted by limit equilibrium and strength reduction methods. Several slopes, taken either from geotechnical practice or literature review, are considered. The influence of tension, distributed load, finite element size and model parameters is analysed in relation to the location, shape of the critical failure surface and the corresponding value of the factor of safety. Both methods provide similar results if they are correctly applied using appropriate software programs.

ESEMPIO 2.5



Il pendio viene analizzato con il método all'equilibrio limite e con il método SRM (strength reduction method)

Figure 6. Slope geometry and appearance of tension (BGSLOPE calculations)

Table 5. Input parameters for analyses

| Parameter Layer | Unit weight γ [kN/m ³] | Young's modulus E [kN/m ²] | Poisson's ratio ν [-] | Cohesion c [kN/m ²] | Angle of shear resist. ϕ [°] | Angle of dilatancy ψ (°) |
|--------------------|--|---|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| #1 | 18 | 5000 | 0.3 | 10 | 30 | 30/0 |
| #2 | 18 | 5000 | 0.3 | 5 | 25 | 25/0 |

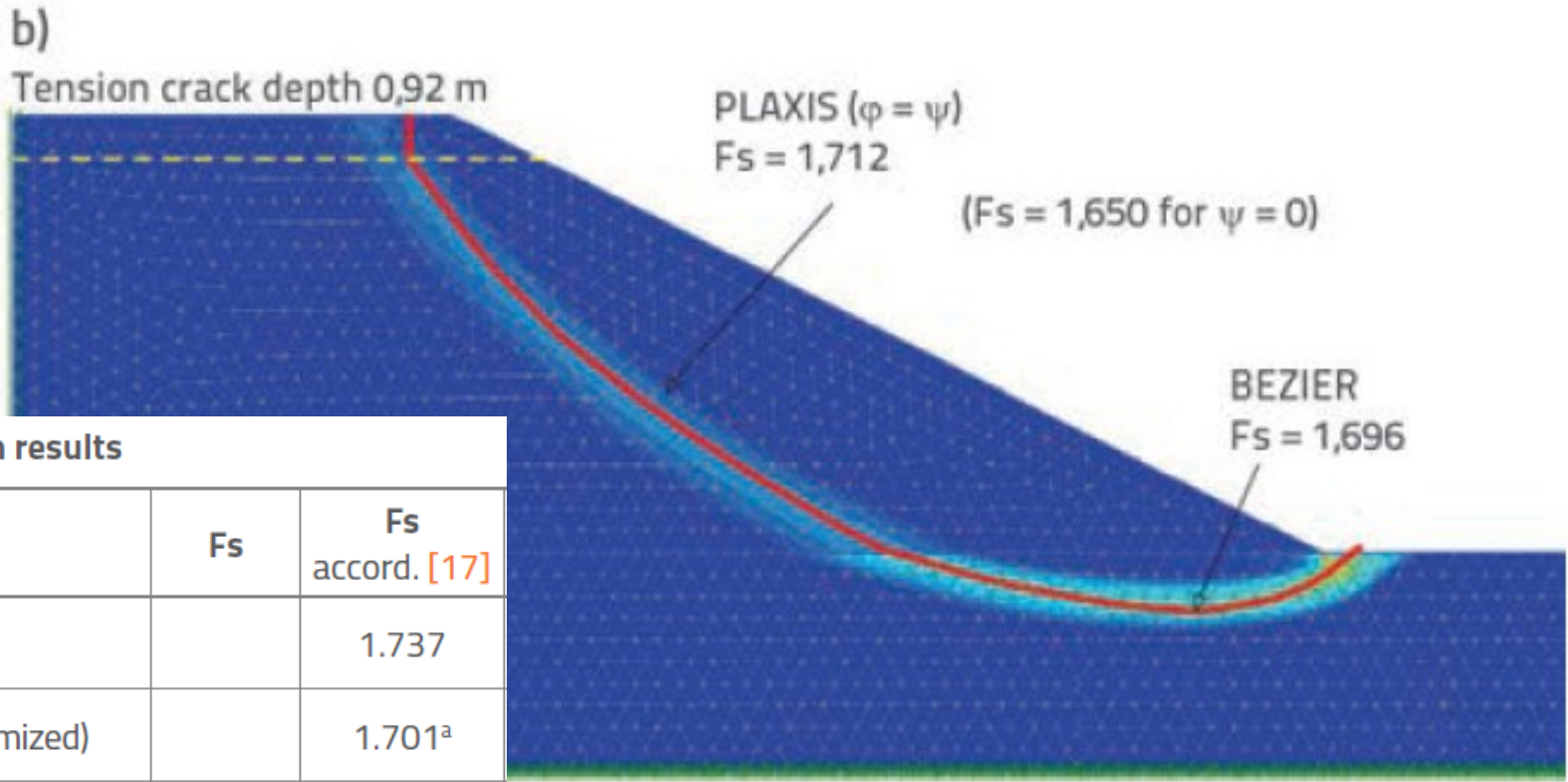


Table 6. Calculation results

| Metoda | F_s | F_s accord. [17] |
|-----------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| Slope/W (Bishop) | | 1.737 |
| Slope/W(M-P, optimized) | | 1.701 ^a |
| Slide (GLE, optimized) | 1.691 | |
| BGSLOPE (Maksimovic, optimized) | 1.696 (1.702) _a | |
| Plaxis ($\varphi = \psi$) | 1.712 | |
| Plaxis ($\psi = 0$) | 1.650 | 1.654 |
| Phase ² ($\psi = 0$) | 1.690 | |

^awithout tension crack



Fs con valori compresi tra 1.65 e 1.7

ESEMPIO 2.5

Risultati e comparazione con SSAP

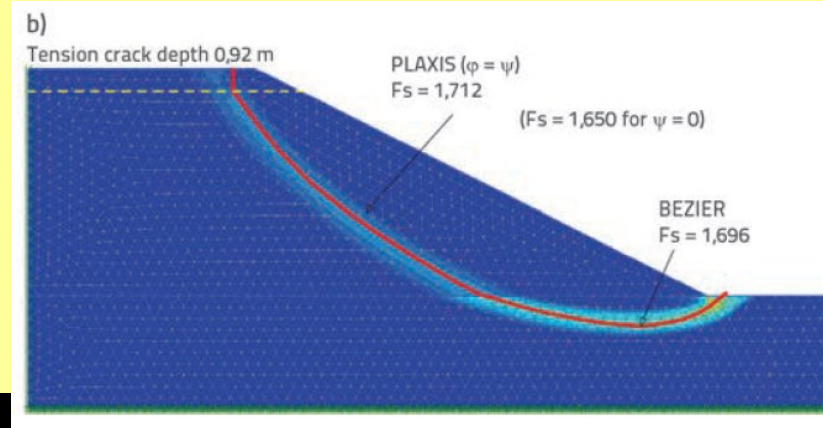


Table 6. Calculation results

| Metoda | F_s | F_s accord. [17] |
|-----------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| Slope/W (Bishop) | | 1.737 |
| Slope/W (M-P, optimized) | | 1.701 ^a |
| Slide (GLE, optimized) | 1.691 | |
| BGSLOPE (Maksimovic, optimized) | 1.696 (1.702) ^a | |
| Plaxis ($\phi = \psi$) | 1.712 | |
| Plaxis ($\psi = 0$) | 1.650 | 1.654 |
| Phase ² ($\psi = 0$) | 1.690 | |

^a without tension crack

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | ϕ deg | C kPa | C_u kPa | γ kN/m ³ | γ_{sat} kN/m ³ |
|----|---------------|------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| 1 | 30.00 | 10.00 | 0 | 18.00 | 18.00 |
| 2 | 25.00 | 5.00 | 0 | 18.00 | 18.00 |

Data : 26/4/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

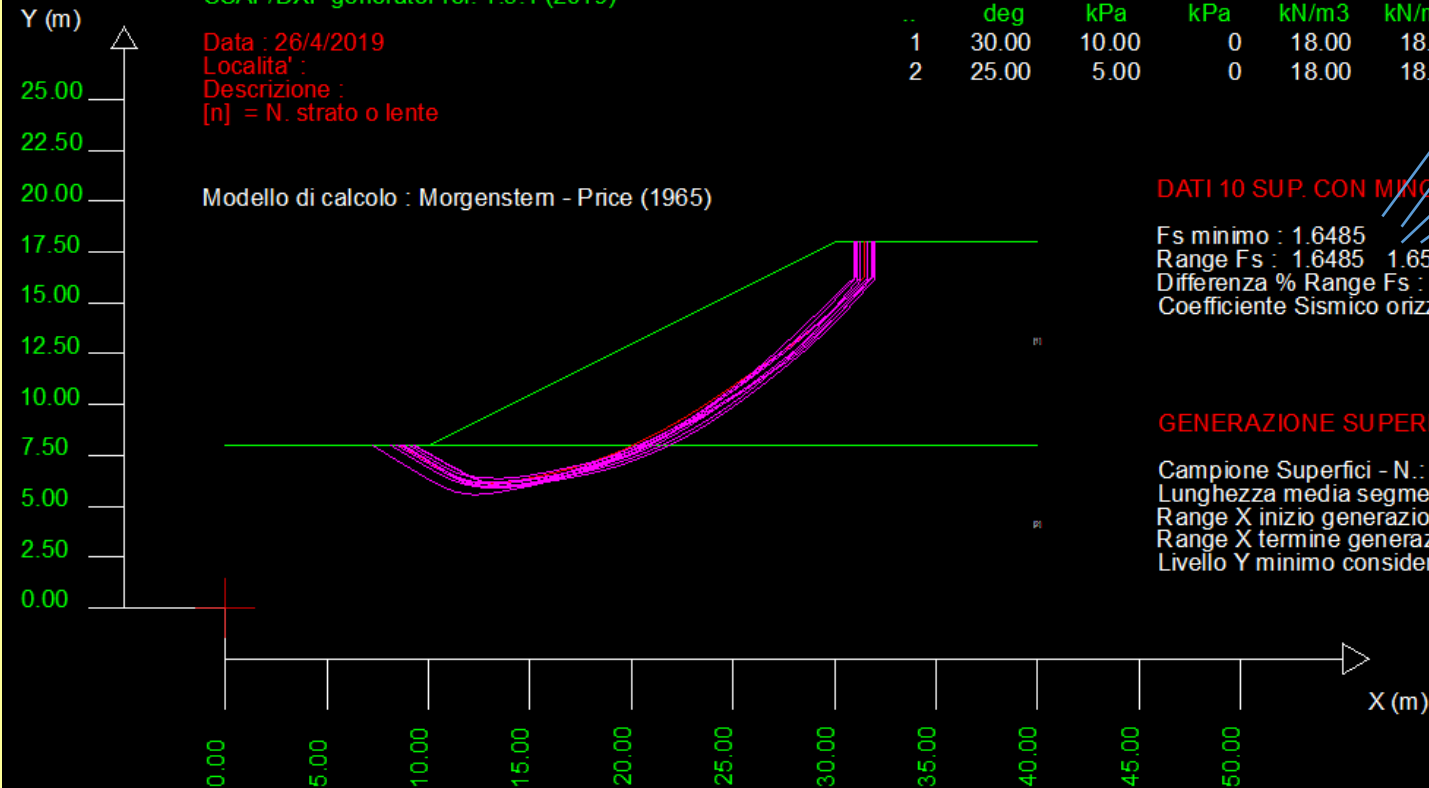
Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR F_s

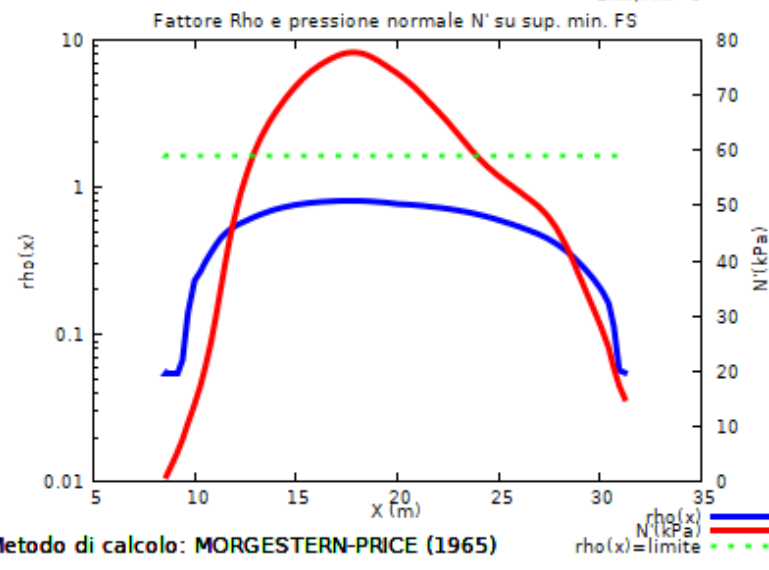
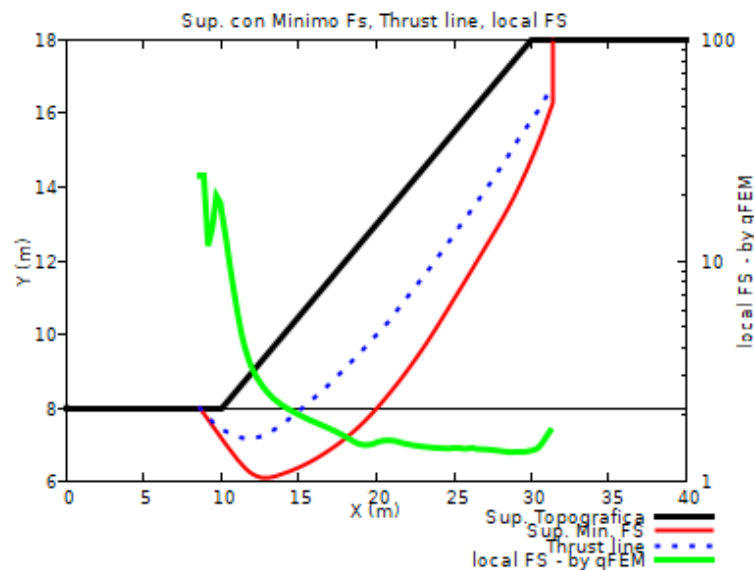
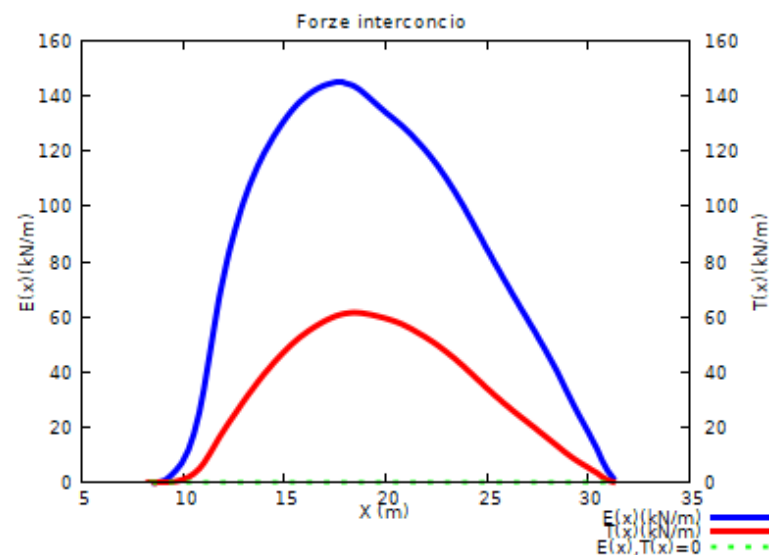
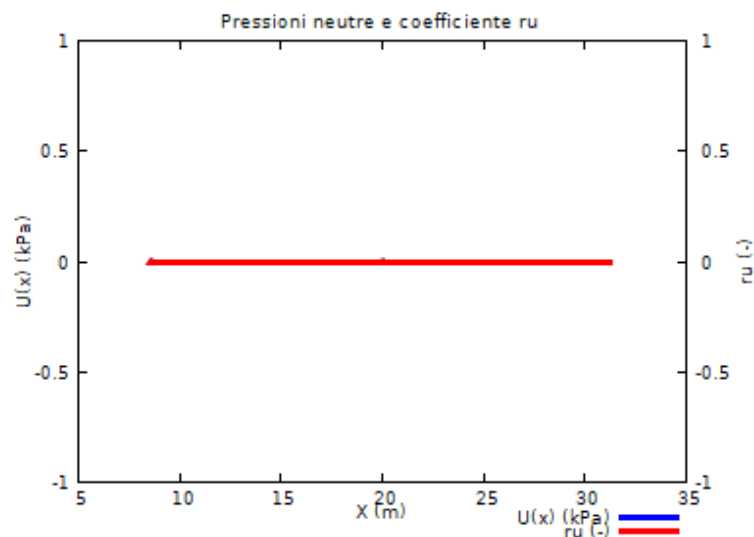
F_s minimo : 1.6485
Range F_s : 1.6485 - 1.6576
Differenza % Range F_s : 0.55
Coefficiente Sismico orizzontale - K_h : 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000
Lunghezza media segmenti (m) : 1.6
Range X inizio generazione : 0.8 - 36.8
Range X termine generazione : 4.8 - 39.2
Livello Y minimo considerato : 0.0



ESEMPIO 2.5



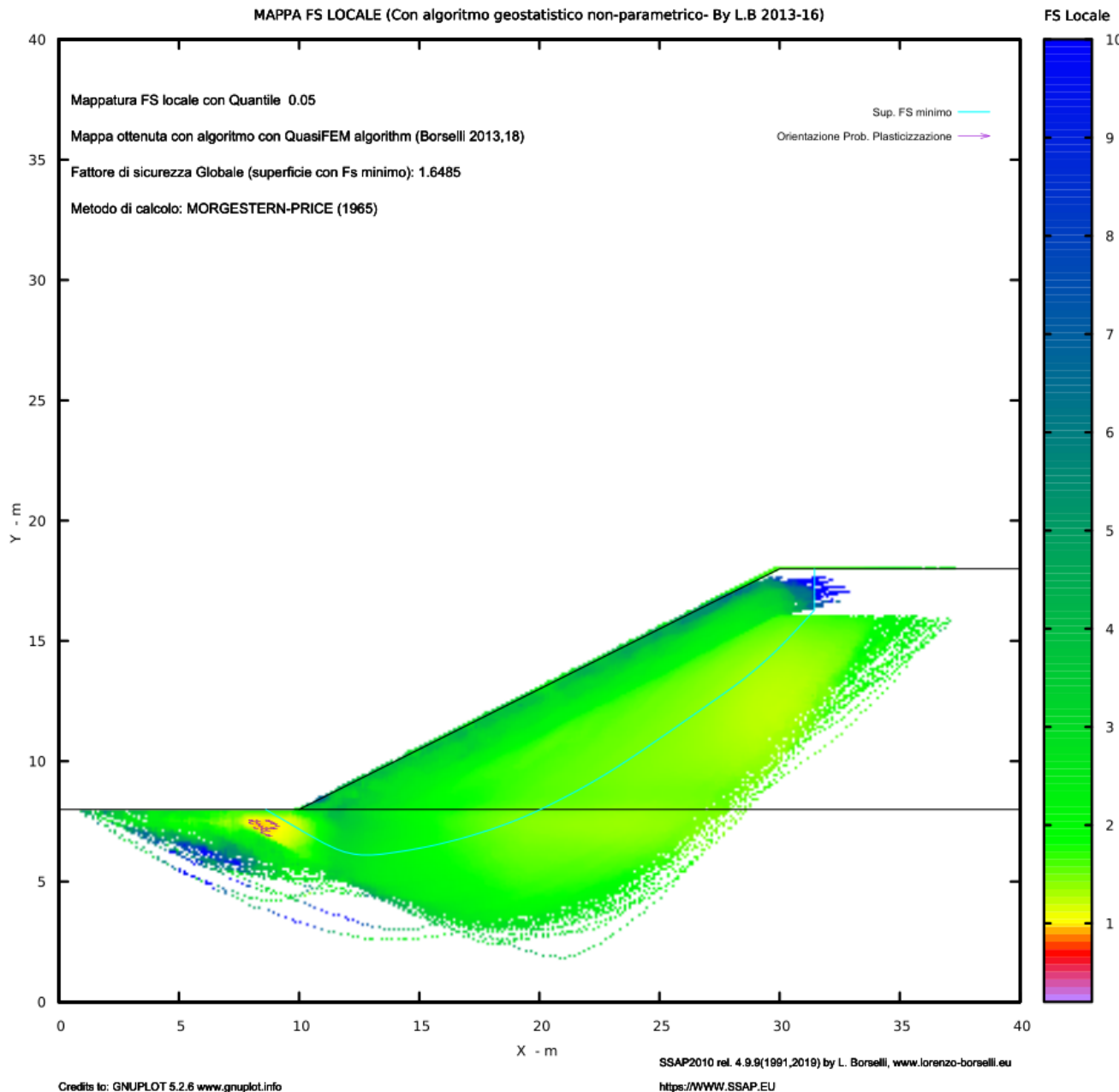
Metodo di calcolo: MORGESTERN-PRICE (1965)

SSAP2010 (versione 4.9.9 - 2019) - DISTRIBUZIONE FORZE e PRESSIONI

26/04/19 15:57

Risultati distribuzione di forze interconco e pressioni in SSAP

Mappa Fs locale in SSAP



Loukidis, D., Bandini, P. & Salgado, R. (2003). *Géotechnique* **53**, No. 5, 463–479

Stability of seismically loaded slopes using limit analysis

D. LOUKIDIS*, P. BANDINI* and R. SALGADO*

Numerical limit analysis is used to assess the stability of slopes subjected to seismic loading. The soil is assumed to follow the Mohr–Coulomb failure criterion. The lower and upper bound theorems are formulated as linear problems to be solved using linear programming techniques. Based on finite element discretisation of the slope, the velocity field is optimised to find the lowest upper bound, and the stress field is optimised to obtain the highest lower bound. Limit equilibrium computations and log-spiral upper bound solutions were also performed for comparison purposes. Additionally, finite element analyses were done for selected cases. Results from the limit equilibrium and finite element methods are in excellent agreement with the rigorous lower and upper bounds for all cases studied. The slip surfaces obtained from both the limit equilibrium and log-spiral upper bound methods lie within the plastic zones obtained for the slopes from both finite element and numerical limit analysis. Plots are presented of the horizontal pseudo-static acceleration ratio $k_c = a_c/g$ required to cause collapse of simple homogeneous slopes as a function of the slope inclination and shear strength parameters.

KEYWORDS: earthquakes; limit state design/analysis; numerical modelling and analysis; plasticity; slopes

In questo articolo (Loukidis et al. 2003) gli autori sviluppano un método numérico per ottenere il coeficiente sísmico orizzontale Critico K_c necessario per portare il fattore di sicurezza del pendio a $FS=1.0$. SSAP permette di valutare lo stesso K_c , ma con una metodología numérica completamente differente.

ESEMPIO 2.6

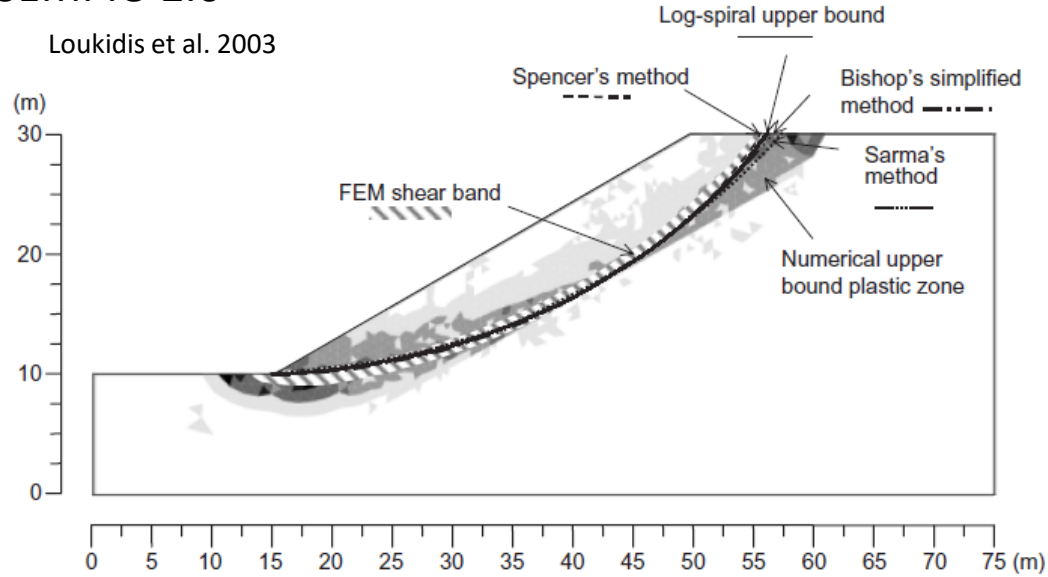


Fig. 4. Comparison of critical slip surfaces obtained from limit equilibrium methods and plasticity zones determined from upper bound analysis and the finite element method for the case of $\beta = 30^\circ$, $c = 20$ kPa and $\phi = 30^\circ$

Su questo pendio con
proprietà'
Omogenee, Loukidis et al.
2003, Testano varie
combilazioni di proprietà'
geomeccaniche per
ottnenere i valori di Kc. (gli
autori non considerano il
coefficiente sísmico verticale,
overo viene imposto Kv=0).

← Loukidis et al. 2003
↓

$$\lambda = \frac{c}{\gamma H \tan \phi}$$

Il valore di lambda e'
utilizzato per ottenere il
peso unitario del suolo
nel pendio.

Table 1. Comparison of horizontal critical seismic coefficient, k_c , for simple homogeneous slope with $\beta = 30^\circ$ by various methods of analysis
Loukidis et al. 2003

| ϕ : deg | λ | Methods of analysis | | | | | | | |
|--------------|-----------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------|------------------|----------------------------|----------------|----------------------------|
| | | Numerical lower bound | Numerical upper bound | Log-spiral upper bound | Finite elements | Spencer's method | Bishop's simplified method | Sarma's method | Leshchinsky & San's charts |
| 20 | 0.137 | 0.107 | 0.133 | 0.114 | 0.114 | 0.113 | 0.114 | 0.109 | NA |
| 20 | 0.275 | 0.271 | 0.304 | 0.287 | 0.285 | 0.286 | 0.284 | 0.279 | 0.275 |
| 20 | 0.412 | 0.399 | 0.431 | 0.420 | 0.415 | 0.420 | 0.416 | 0.414 | NA |
| 30 | 0.022 | 0.111 | 0.145 | 0.118 | 0.118 | 0.117 | 0.118 | 0.116 | NA |
| 30 | 0.043 | 0.181 | 0.220 | 0.189 | 0.190 | 0.188 | 0.188 | 0.185 | NA |
| 30 | 0.087 | 0.291 | 0.331 | 0.302 | 0.304 | 0.302 | 0.298 | 0.295 | 0.304 |
| 30 | 0.173 | 0.464 | 0.504 | 0.477 | 0.478 | 0.477 | 0.469 | 0.469 | NA |
| 30 | 0.260 | 0.593 | 0.631 | 0.615 | 0.613 | 0.615 | 0.603 | 0.607 | NA |
| 30 | 0.303 | 0.646 | 0.678 | 0.674 | 0.671 | 0.672 | 0.661 | 0.666 | NA |

NA = not available

Tabella con i coefficienti sismici critici orizzontali individuati

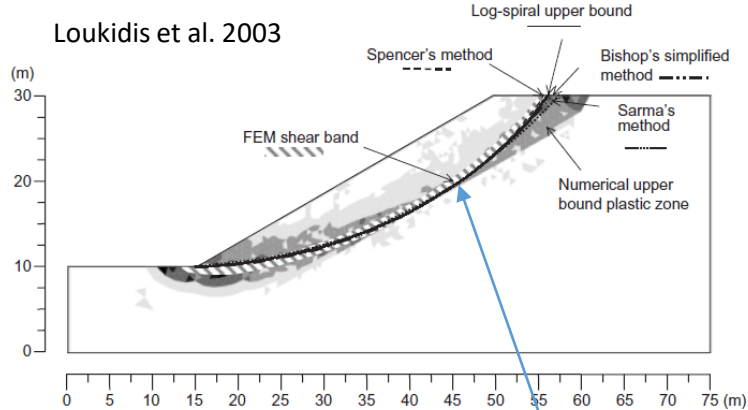


Fig. 4. Comparison of critical slip surfaces obtained from limit equilibrium methods and plasticity zones determined from upper bound analysis and the finite element method for the case of $\beta=30^\circ$, $c=20$ kPa and $\phi=30^\circ$

Loukidis et al. 2003

SSAP identifica una superficie critica con $FS=1.7165$ caratterizzata da $K_c=K_h=0.29875$ con método di Spencer, e K_v assunto $=0$

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo.borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 29/4/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi deg | C' kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|---------|--------|--------|------------|---------------|----------|-----|----|---|
| 1 | 30.00 | 20.00 | 0 | 19.92 | 19.92 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Modello di calcolo : Spencer (1973)

[1]

ANALISI SUPERFICIE SINGOLA

<< Risultato analisi >>

Fs : 1.7165
Coefficiente Sismico Orizzontale K_h : 0.0000
Coefficiente Sismico Critico ($F_s=1$): 0.29875
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

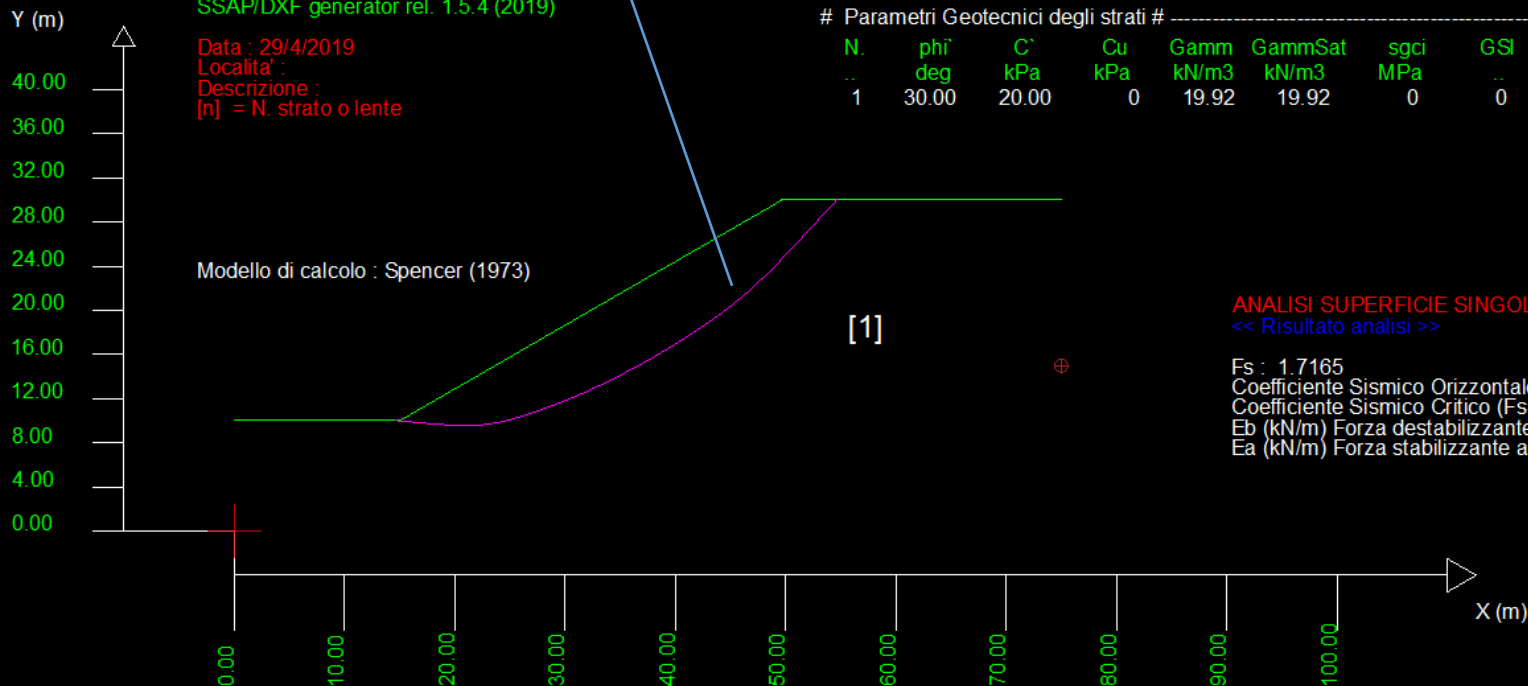


Table 1. Comparison of horizontal critical seismic coefficient, k_c , for simple homogeneous slope with $\beta=30^\circ$ by various methods of analysis

| ϕ : deg | λ | Methods of analysis | | | | | | | |
|--------------|-----------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------|------------------|----------------------------|----------------|----------------------------|
| | | Numerical lower bound | Numerical upper bound | Log-spiral upper bound | Finite elements | Spencer's method | Bishop's simplified method | Sarma's method | Leshchinsky & San's charts |
| 20 | 0.137 | 0.107 | 0.133 | 0.114 | 0.114 | 0.113 | 0.114 | 0.109 | NA |
| 20 | 0.275 | 0.271 | 0.304 | 0.287 | 0.285 | 0.286 | 0.284 | 0.279 | 0.275 |
| 20 | 0.412 | 0.399 | 0.431 | 0.420 | 0.415 | 0.420 | 0.416 | 0.414 | NA |
| 30 | 0.022 | 0.111 | 0.145 | 0.118 | 0.118 | 0.117 | 0.118 | 0.116 | NA |
| 30 | 0.043 | 0.181 | 0.220 | 0.189 | 0.190 | 0.188 | 0.188 | 0.185 | NA |
| 30 | 0.087 | 0.291 | 0.331 | 0.302 | 0.304 | 0.302 | 0.298 | 0.295 | 0.304 |
| 30 | 0.173 | 0.464 | 0.504 | 0.477 | 0.478 | 0.477 | 0.469 | 0.469 | NA |
| 30 | 0.260 | 0.593 | 0.631 | 0.615 | 0.613 | 0.615 | 0.603 | 0.607 | NA |
| 30 | 0.303 | 0.646 | 0.678 | 0.674 | 0.671 | 0.672 | 0.661 | 0.666 | NA |

NA = not available

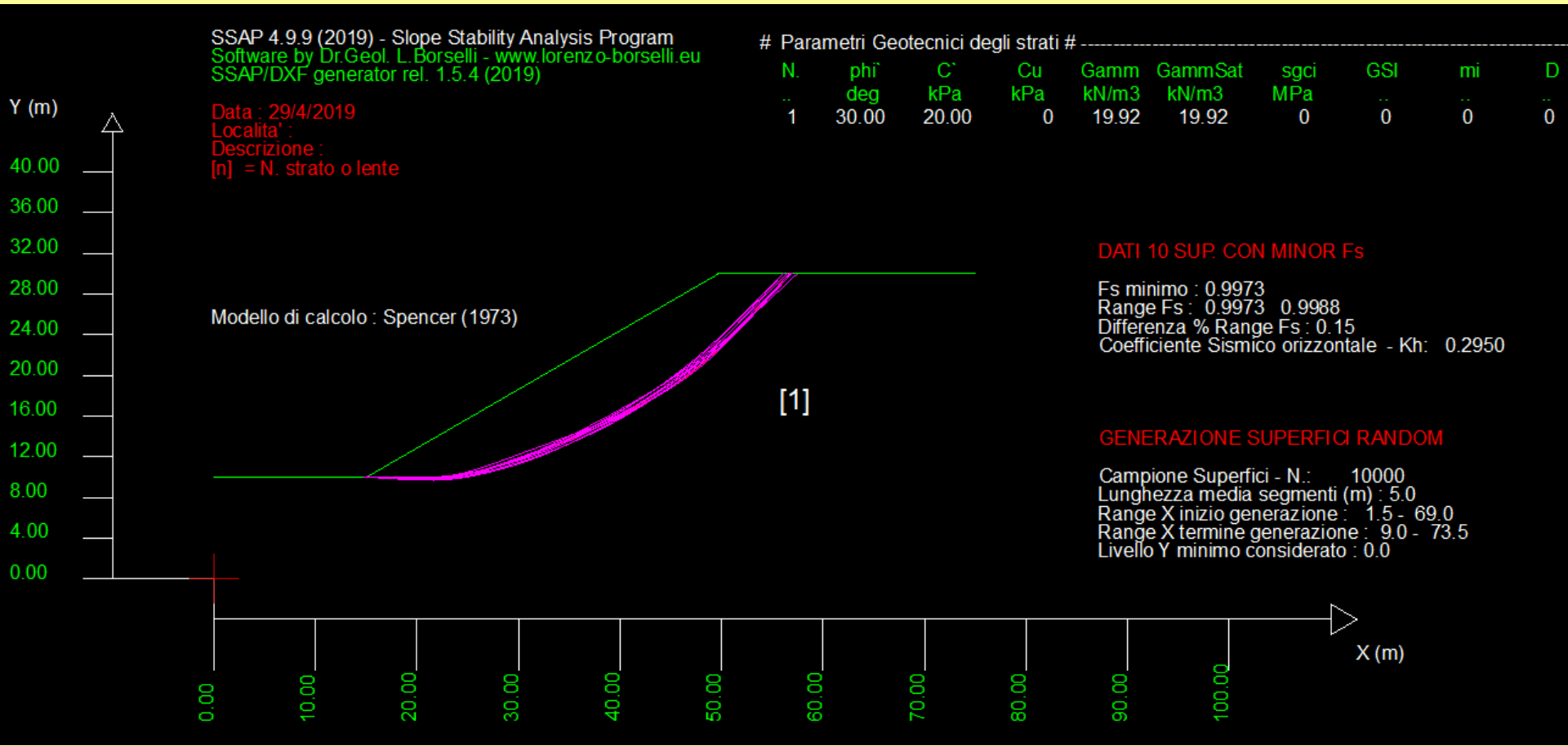
Il valore di K_c trovato da SSAP differisce dai valori identificati Loukidis et al. 2003 per un Massimo del 1.6 % (método SARMA) , mentre per un 1% utilizzando il Metodo di SPENCER.

```
ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA
METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note....
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.7259 1.0000 0.0944 0.2950 Verificata
SPENCER(1973)..... 1.7165 0.4416 0.0989 0.2988 Verificata
SARMA_I(1973)..... 1.7112 0.7246 0.0932 0.2950 Verificata
MORGESTERN-PRICE(1965)... 1.7073 0.5163 0.0944 0.2925 Verificata
CHEN-MORGESTERN(1983)... 1.7145 0.3354 0.0965 0.2950 Verificata
SARMA_II(1979)..... 1.7032 0.8270 0.0900 0.2900 Verificata
BORSELLI(2016)..... 1.7096 0.3294 0.0955 0.2938 Verificata
NOTE di Calcolo:-----
[0]--> Fs<1.0 oppure non convergenza calcolo
[1]--> Fs>50
[2]--> Kc=0.0 per FS<1.0
[3]--> Kc=0.0 per Fs>50
[4]--> Calcolo Kc senza convergenza
[5]--> Calcolo Kc non attivato

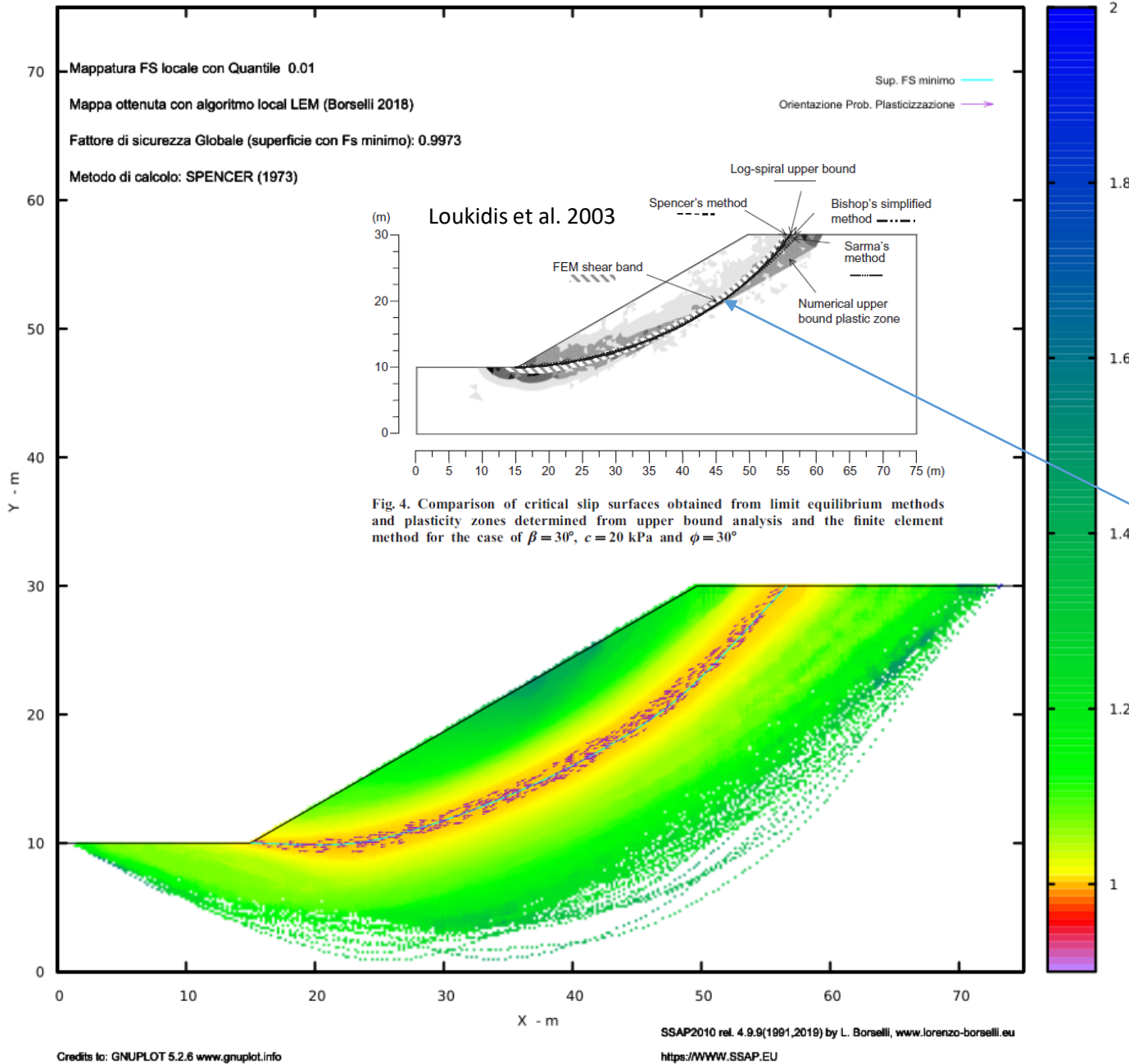
SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)
.....||----- S(cm) per Amax(g)-----||
METODO DI CALCOLO.....Kc.....Sr.....0.1g.....0.2g.....0.4g.....0.6g.....0.8g.....1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 0.2950 1.022 0.001 0.001 0.096 0.688 1.512 2.424
SPENCER(1973)..... 0.2988 1.021 0.001 0.001 0.087 0.659 1.465 2.362
SARMA_I(1973)..... 0.2950 1.023 0.001 0.001 0.096 0.688 1.513 2.427
MORGESTERN-PRICE(1965)... 0.2925 1.024 0.001 0.001 0.103 0.708 1.544 2.468
CHEN-MORGESTERN(1983)... 0.2950 1.022 0.001 0.001 0.096 0.688 1.512 2.424
SARMA_II(1979)..... 0.2900 1.026 0.001 0.001 0.110 0.729 1.579 2.515
BORSELLI(2016)..... 0.2938 1.023 0.001 0.001 0.099 0.698 1.528 2.446
```

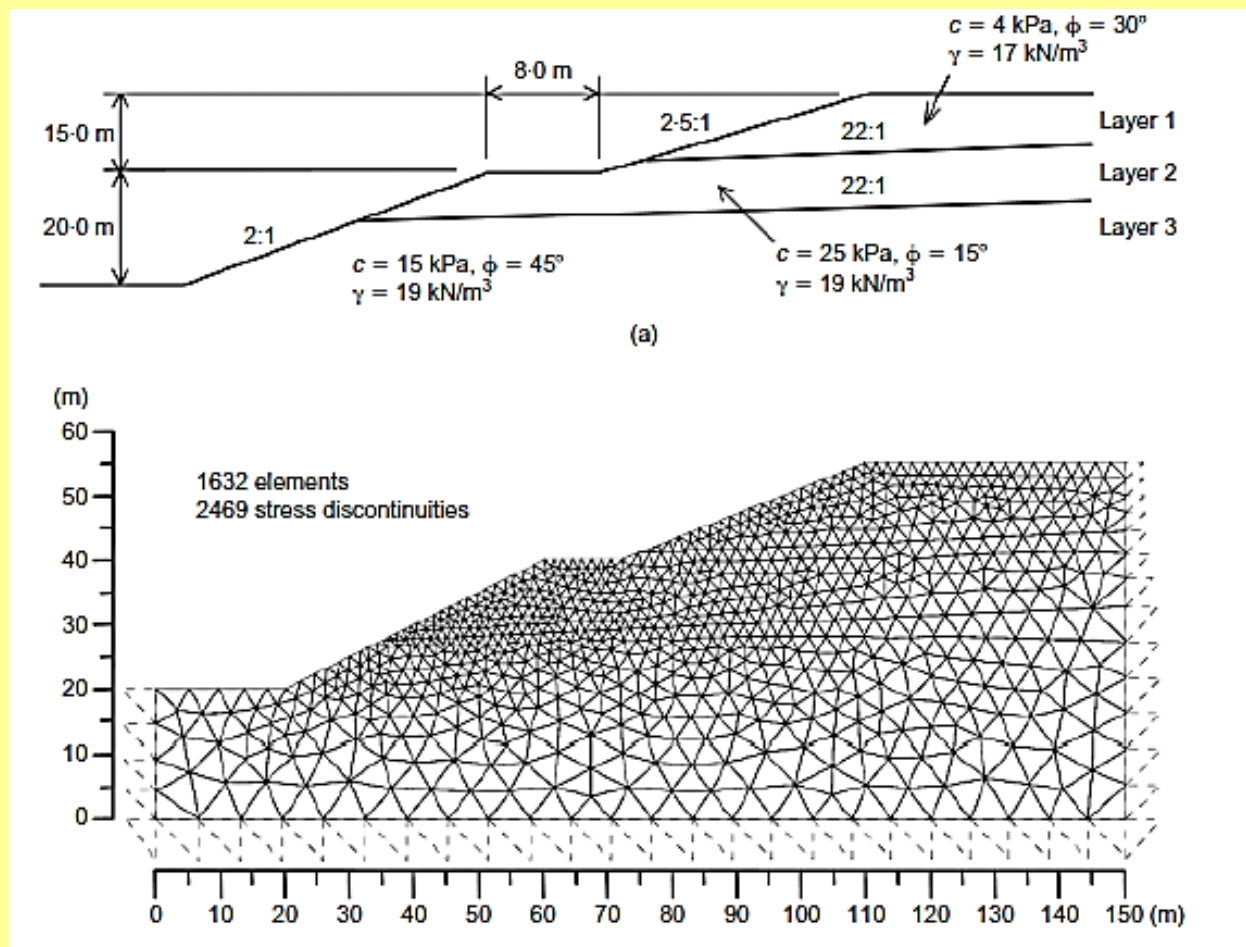
Le 10 Superfici con FS minore ottenute assumendo $K_h=0.295$ e $K_v=0$



ESEMPIO 2.6

**La mappa di FS con
algoritmo di Local
LEM , In SSAP ,
coincide con la FEM
Shear Band
identificata da
Loukidis et al. 2003**





pendio con 3 strati

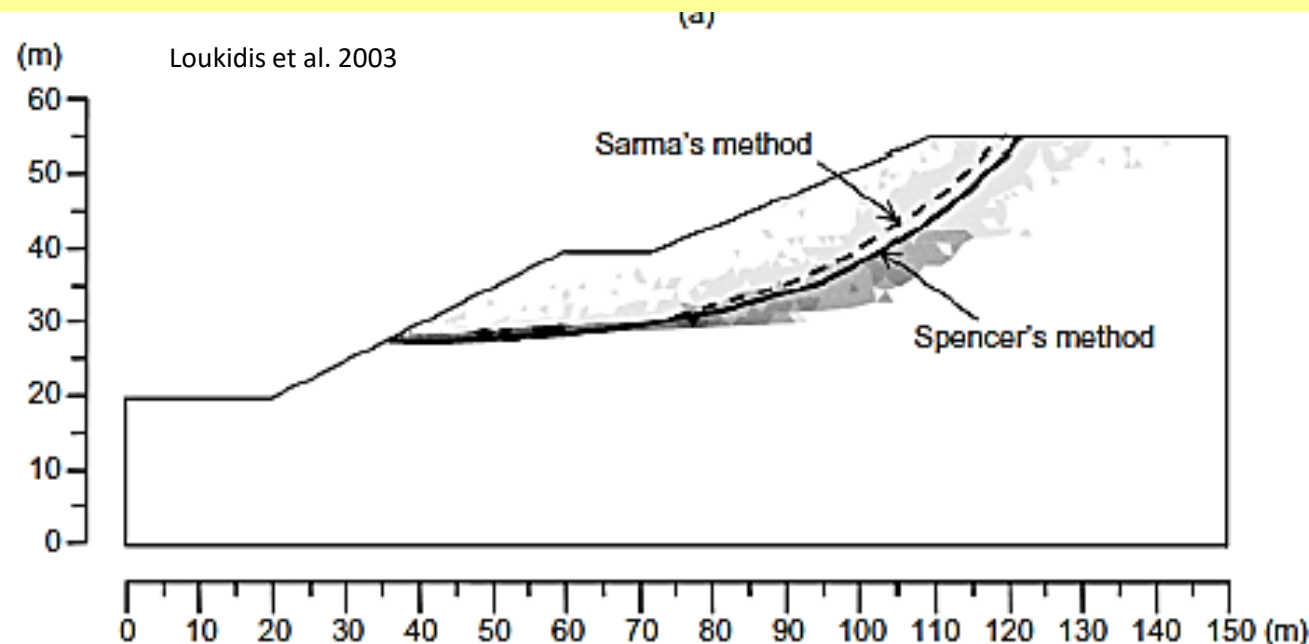
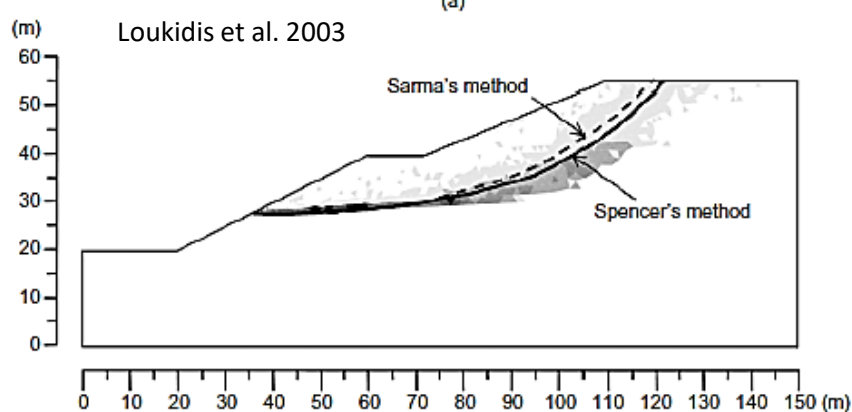


Table 3. Comparison of values of horizontal critical seismic coefficient, k_c , for example 2 by various methods of analysis

| Method of analysis | k_c |
|------------------------------|-------|
| Numerical upper bound method | 0.172 |
| Numerical lower bound method | 0.148 |
| Finite element method | 0.161 |
| Spencer's method | 0.155 |
| Sarma's method | 0.159 |

← Risultati ottenuti da Loukidis et al. 2003



← Risultati ottenuti da
Loukidis et al. 2003

ESEMPIO 2.7

Banda di superfici critiche ottenute da SSAP

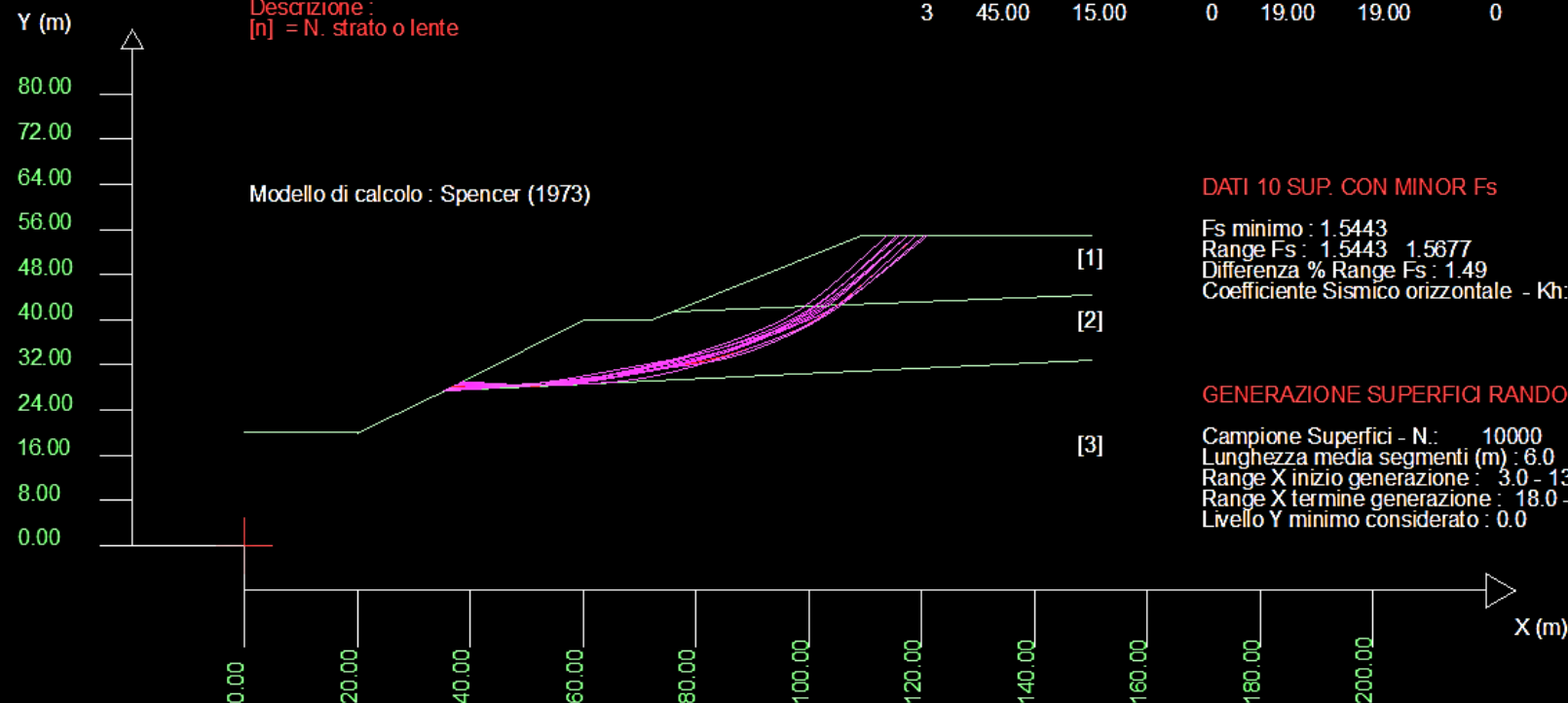


SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 30/4/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° deg | C° kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|-------------|-----------|-----------|---------------|------------------|-------------|-----|----|---|
| 1 | 30.00 | 4.00 | 0 | 17.00 | 17.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 15.00 | 25.00 | 0 | 19.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 45.00 | 15.00 | 0 | 19.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.5443
Range Fs : 1.5443 - 1.5677
Differenza % Range Fs : 1.49
Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 10000
Lunghezza media segmenti (m) : 6.0
Range X inizio generazione : 3.0 - 138.0
Range X termine generazione : 18.0 - 147.0
Livello Y minimo considerato : 0.0

Data : 30/4/2019
Localita' :
Descrizione :
[n] = N. strato o lente

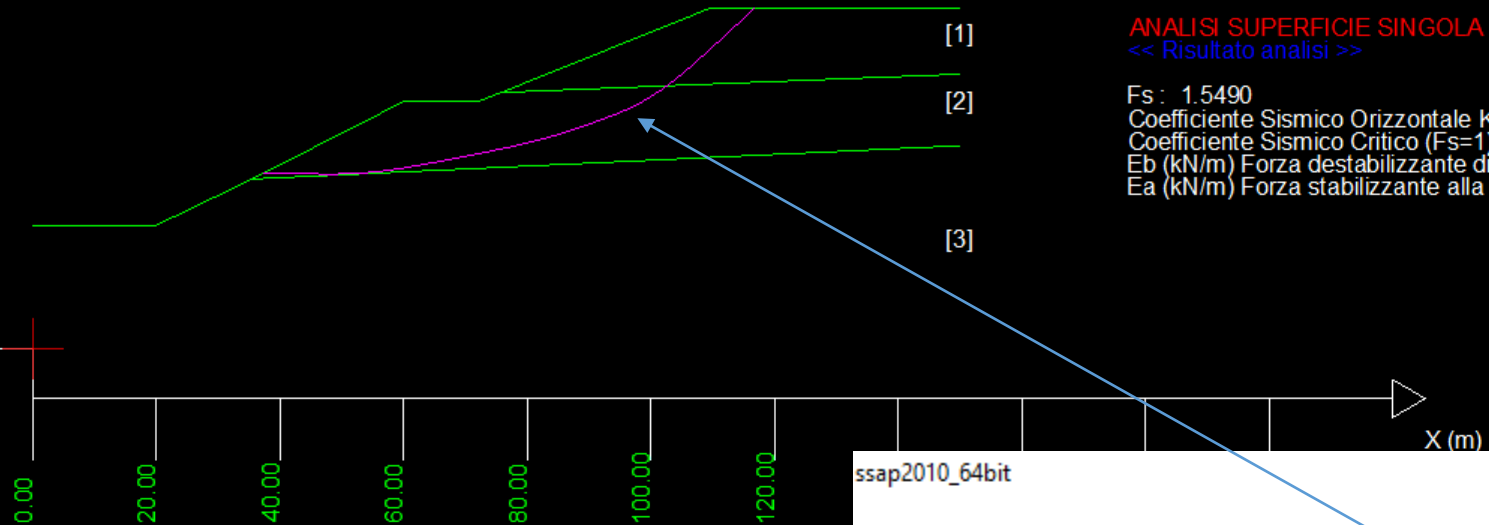
Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi' deg | C' kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|-------------|-----------|-----------|---------------|------------------|-------------|-----|----|---|
| 1 | 30.00 | 4.00 | 0 | 17.00 | 17.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 15.00 | 25.00 | 0 | 19.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 45.00 | 15.00 | 0 | 19.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Y (m)

80.00
72.00
64.00
56.00
48.00
40.00
32.00
24.00
16.00
8.00
0.00

Modello di calcolo : Spencer (1973)



ANALISI SUPERFICIE SINGOLA
<< Risultato analisi >>

Fs : 1.5490
Coefficiente Sismico Orizzontale Kh: 0.0000
Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.15125
Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00
Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

X (m)

ssap2010_64bit

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

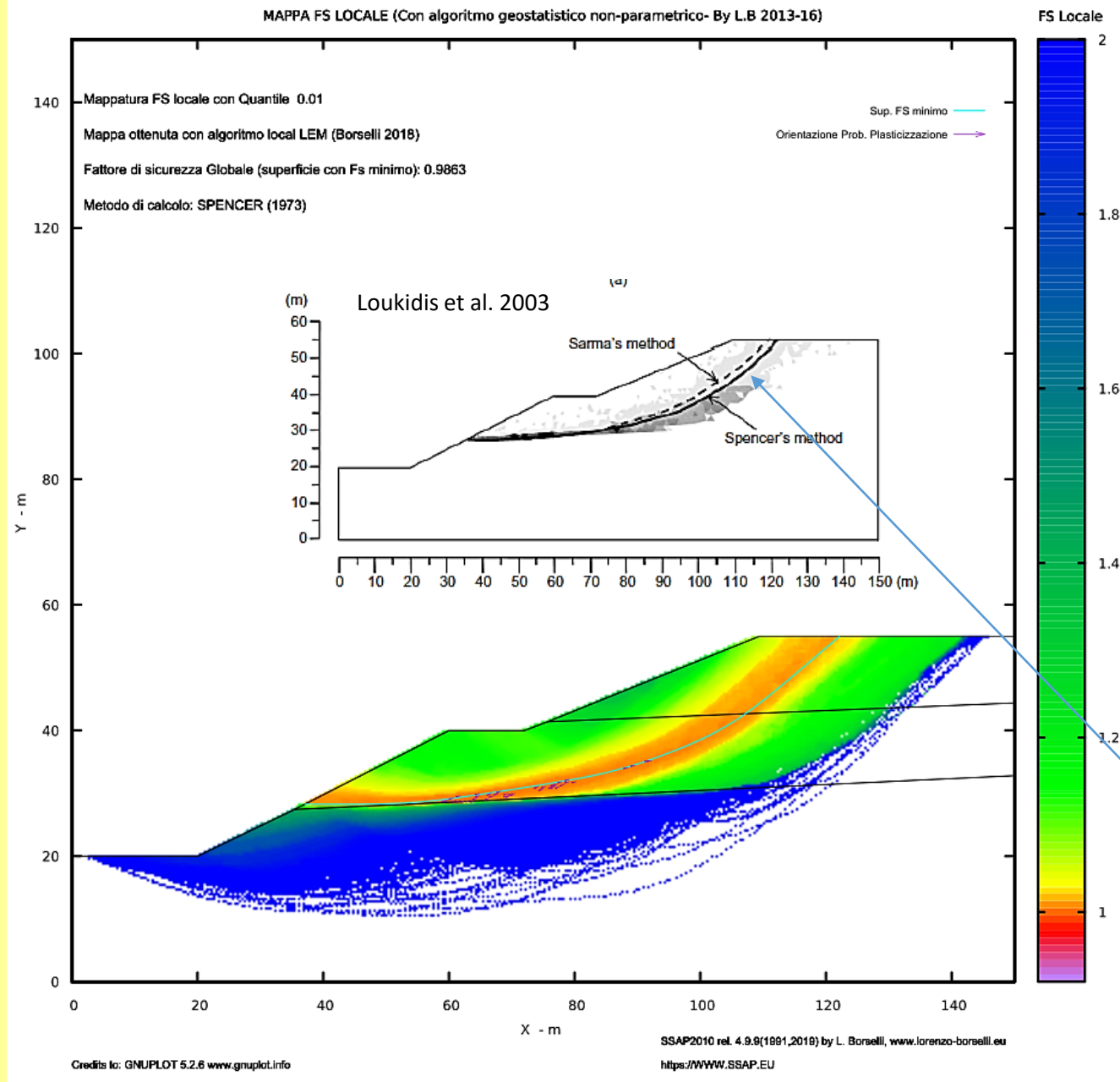
| METODO DI CALCOLO | Fs | lambda | MLD | Kc | Esito | Note |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|------------|------|
| JANBU_RIGOROSO(1973) | 1.5544 | 1.0000 | 0.0587 | 0.1525 | Verificata | |
| SPENCER(1973) | 1.5490 | 0.2848 | 0.0582 | 0.1513 | Verificata | |
| SARMA_I(1973) | 1.5498 | 0.7178 | 0.0579 | 0.1513 | Verificata | |
| MORGESTERN-PRICE(1965) | 1.5504 | 0.3231 | 0.0582 | 0.1519 | Verificata | |
| CHEN-MORGESTERN(1983) | 1.5498 | 0.2004 | 0.0586 | 0.1519 | Verificata | |
| SARMA_II(1979) | 1.5515 | 0.8197 | 0.0580 | 0.1525 | Verificata | |
| BORSELLI(2016) | 1.5513 | 0.2448 | 0.0580 | 0.1525 | Verificata | |

Table 3. Comparison of values of horizontal critical seismic coefficient, k_c , for example 2 by various methods of analysis

| Method of analysis | k_c |
|------------------------------|-------|
| Numerical upper bound method | 0.172 |
| Numerical lower bound method | 0.148 |
| Finite element method | 0.161 |
| Spencer's method | 0.155 |
| Sarma's method | 0.159 |

ESEMPIO 2.7

Kc calcolato da SSAP sulla superficie
identificata con minor FS



La mappa di FS con algoritmo di Local LEM, In SSAP , ottenuta utilizzando $K_h=0.1513$ e $K_v=0$, coincide con la FEM Shear Band identificata da Loukidis et al. 2003

Environ Earth Sci (2013) 69:1871–1890

DOI 10.1007/s12665-012-2016-1

ORIGINAL ARTICLE

A study on geotechnical characterization and stability of downstream slope of a tailings dam to improve its storage capacity (Turkey)

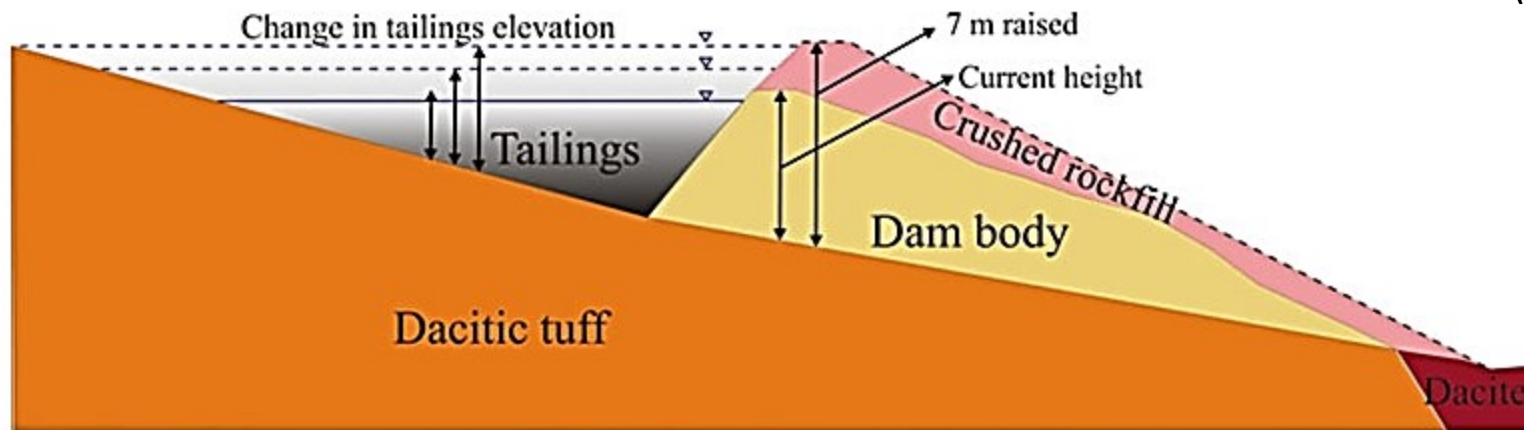
Nazli Tunar Ozcan · Resat Ulusay ·
Nihat Sinan Isik

Received: 3 May 2012 / Accepted: 18 September 2012 / Published online: 2 October 2012
© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2012

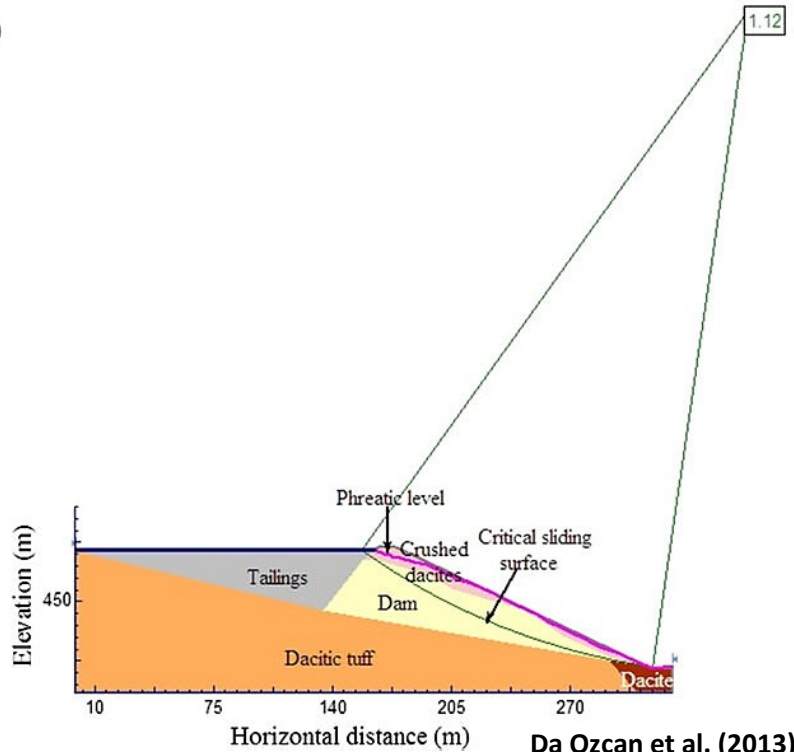
In questo articolo (Ozacan et al. 2013) gli autori effettuano una complessa verifica di stabilità per valutare il grado di stabilità di una Tailings Dam che accumula i residui post flottazione della lavorazione di minerale di Rame e Zinco in Turchia.

La analisi più complessa e completa è stata effettuata dagli Autori con software a elementi finiti (PHASE 2.0 di Rocscience). La analisi considera condizioni sia statiche che dinamiche (sisma Magnitudo 7). Il progetto di consolidazione del Tailing Dam esistente prevede la costruzione di una copertura con rockfill di dacite frantumata che viene modellizzato con un criterio Hoek-GSI di tipo non lineare.

ESEMPIO 2.8



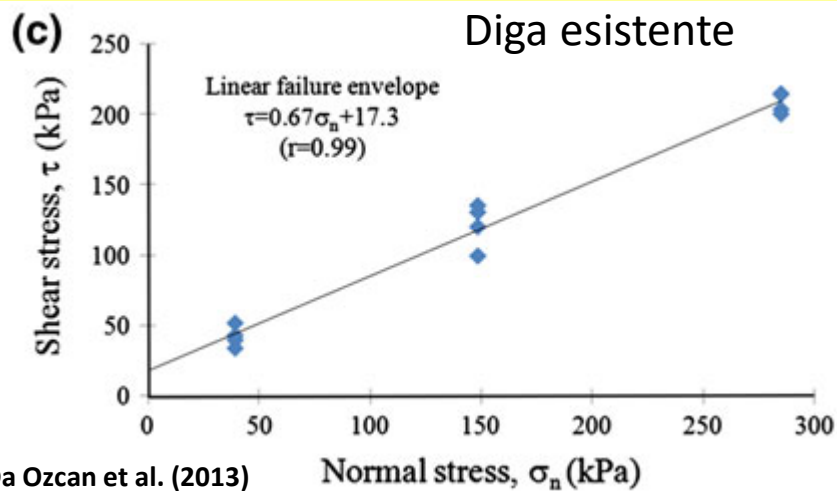
(c)



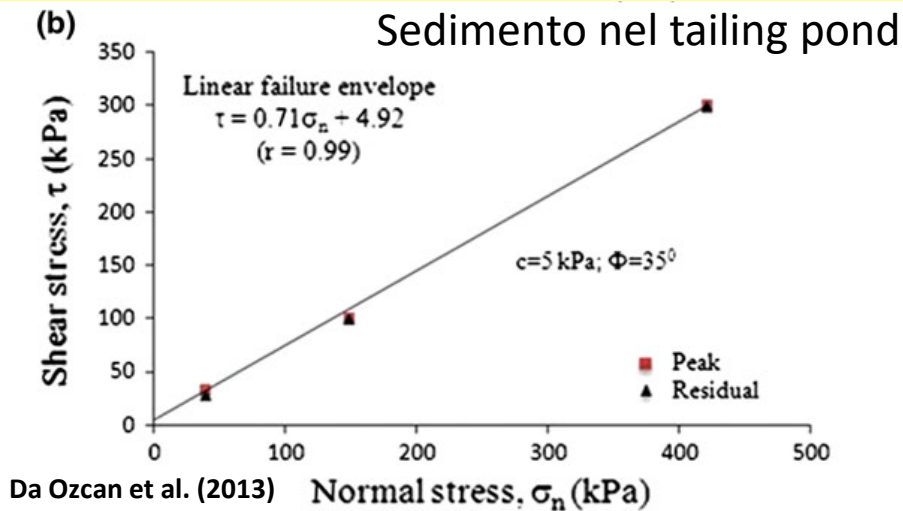
Da Ozcan et al. (2013)

Il progetto prevede l'innalzamento di 7 m della diga esistente con un rockfill di dacite frantumata fino a una quota massima di 478 m.

Con la analisi LEM classica il fattore di sicurezza (superficie circolari) arriva a $FS=1.12$ per condizioni statiche



Da Ozcan et al. (2013)



Da Ozcan et al. (2013)

ESEMPIO 2.8

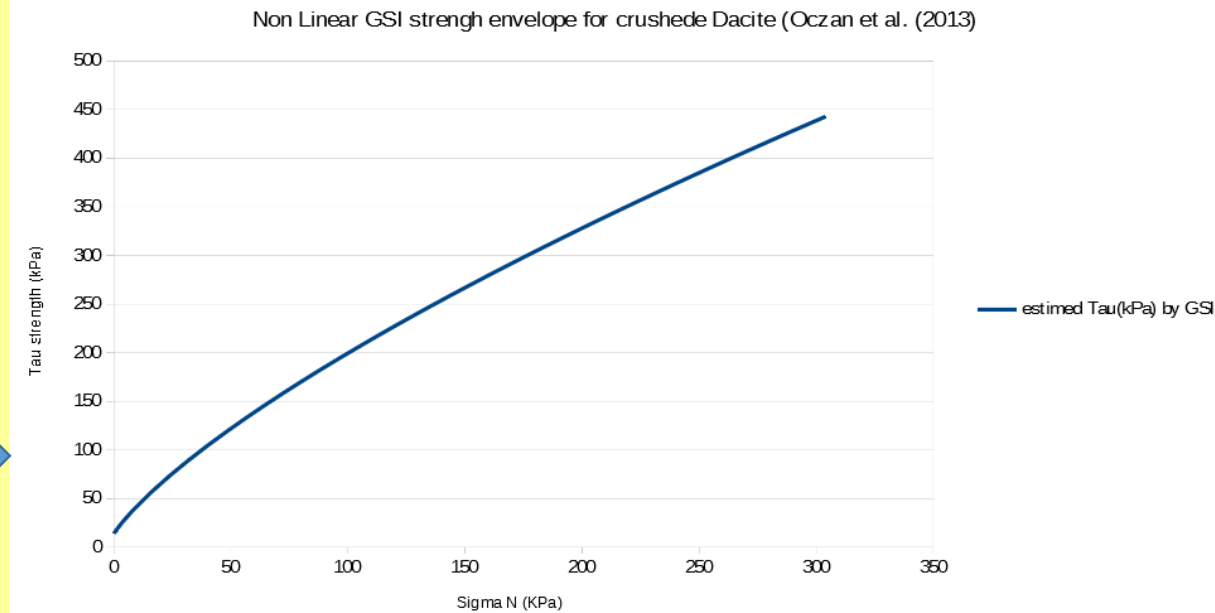
Table 3 Hoek-Brown parameters of the crushed dacite

Da Ozcan et al. (2013)

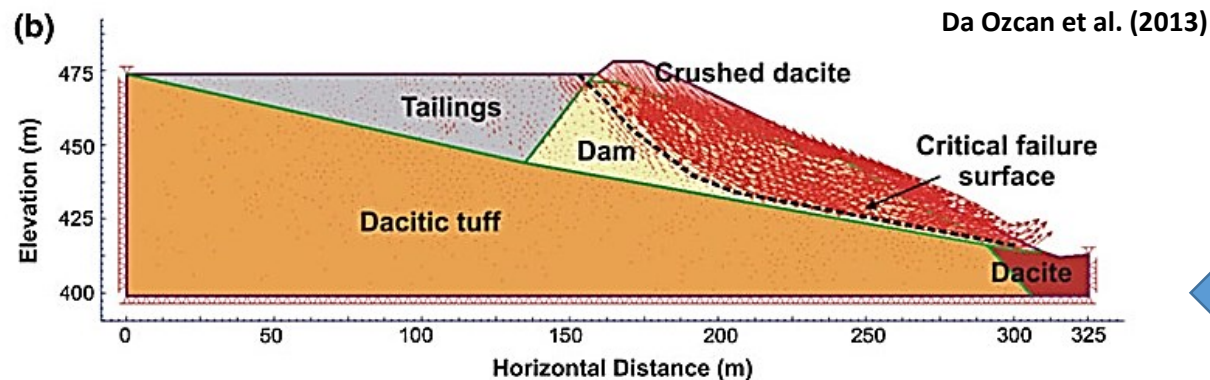
| J_v (joint/m ³) | SR | SCR | GSI | a | d_f | b_m | b_s | s | m_i | m_b |
|-------------------------------|----|-----|------|-----|-------|-------|-------|----------------------|-------|-------|
| 60.6 | 8 | 9 | 29.5 | 0.5 | 0.9 | 16.5 | 6.55 | 2.1×10^{-5} | 25 | 0.35 |

Resistenza al taglio derivata per i materiali del Nuovo tailing Dam
Fa Ozcan et al. (2013)

Inviluppo di rottura assunto per Rockfill di dacite frantumata
 Secondo modello Hoek - GSI
 Dacite con Con UCS=50 MPa.

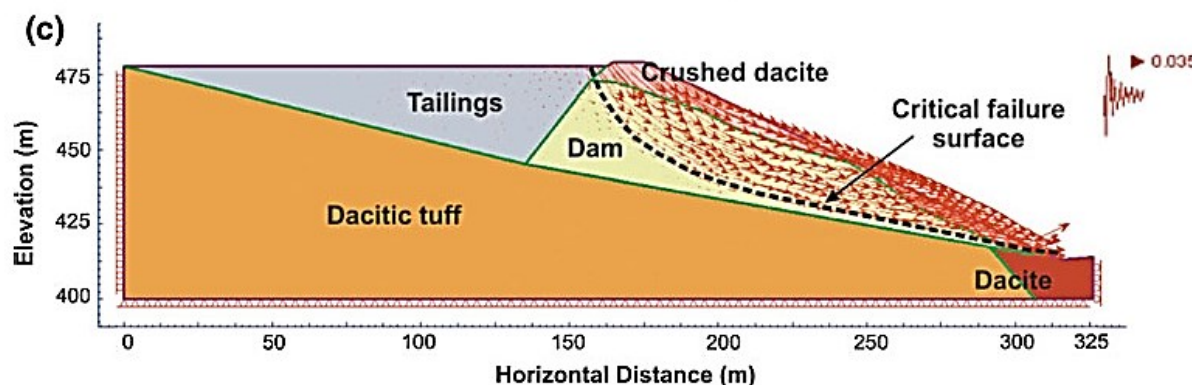


ESEMPIO 2.8



Modello di verifica FEM
Vengono individuate superfici critiche non circolari

$F_s = 1.14$ condizioni statiche



$F_s = 1.06$ condizioni dinamiche
 $K_h = 0.035$, $K_v = 0.035$

Table 5 Safety factors (SF) obtained from the numerical analyses for static condition

| Dam condition | Tailings elevation (m) | SF |
|--------------------------------------|------------------------|------|
| Current dam | 468.5 | 1.14 |
| An increase of 7 m in the dam height | 468.5 | 1.52 |
| | 472.5 | 1.29 |
| | 475.5 | 1.18 |
| | 478.0 | 1.14 |

Da Ozcan et al. (2013)

Fattori di sicurezza ottenuti considerando varie quote di elevazione del rilevato..considerando il rivestimento di rockfill da implementare

In SSAP viene considerata la quota più elevata

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program
Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

Data : 8/6/2019

Localita' :

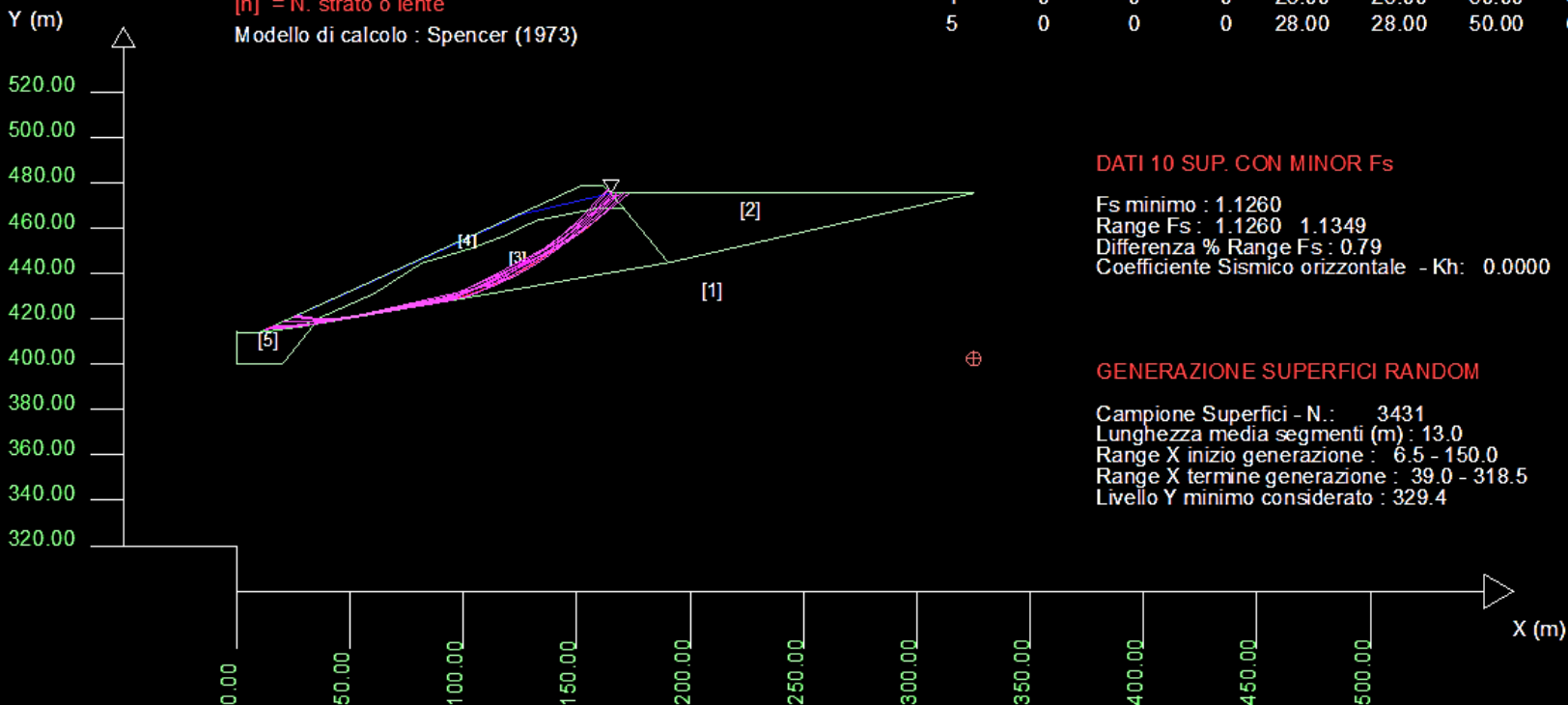
Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Spencer (1973)

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi° | C° | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|-------|-----|-------|---------|-------|-------|-------|------|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 38.00 | 50.00 | 0 | 22.00 | 22.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 35.00 | 5.00 | 0 | 31.00 | 31.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 34.00 | 17.30 | 0 | 20.00 | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0 | 0 | 0 | 23.00 | 25.00 | 50.00 | 30.00 | 25.00 | 0.82 |
| 5 | 0 | 0 | 0 | 28.00 | 28.00 | 50.00 | 60.00 | 25.00 | 0 |

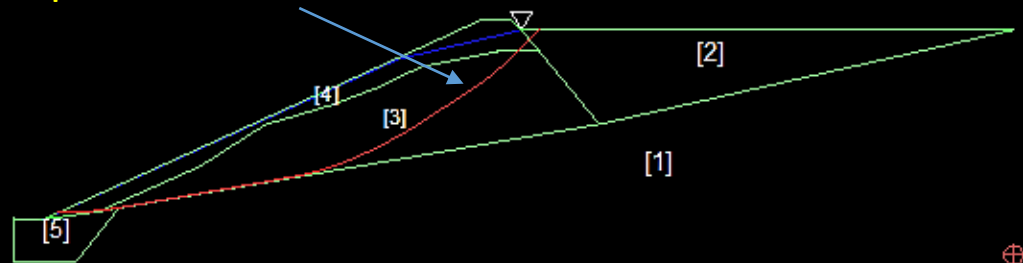


Analisi in SSAP con SNIFF RANDOM SEARCH.

**F_s compreso tra 1.126 e 1.135
Per condizione statica.**

ESEMPIO 2.8

Sup. F_s minimo $F_s=1.126$



ESEMPIO 2.8

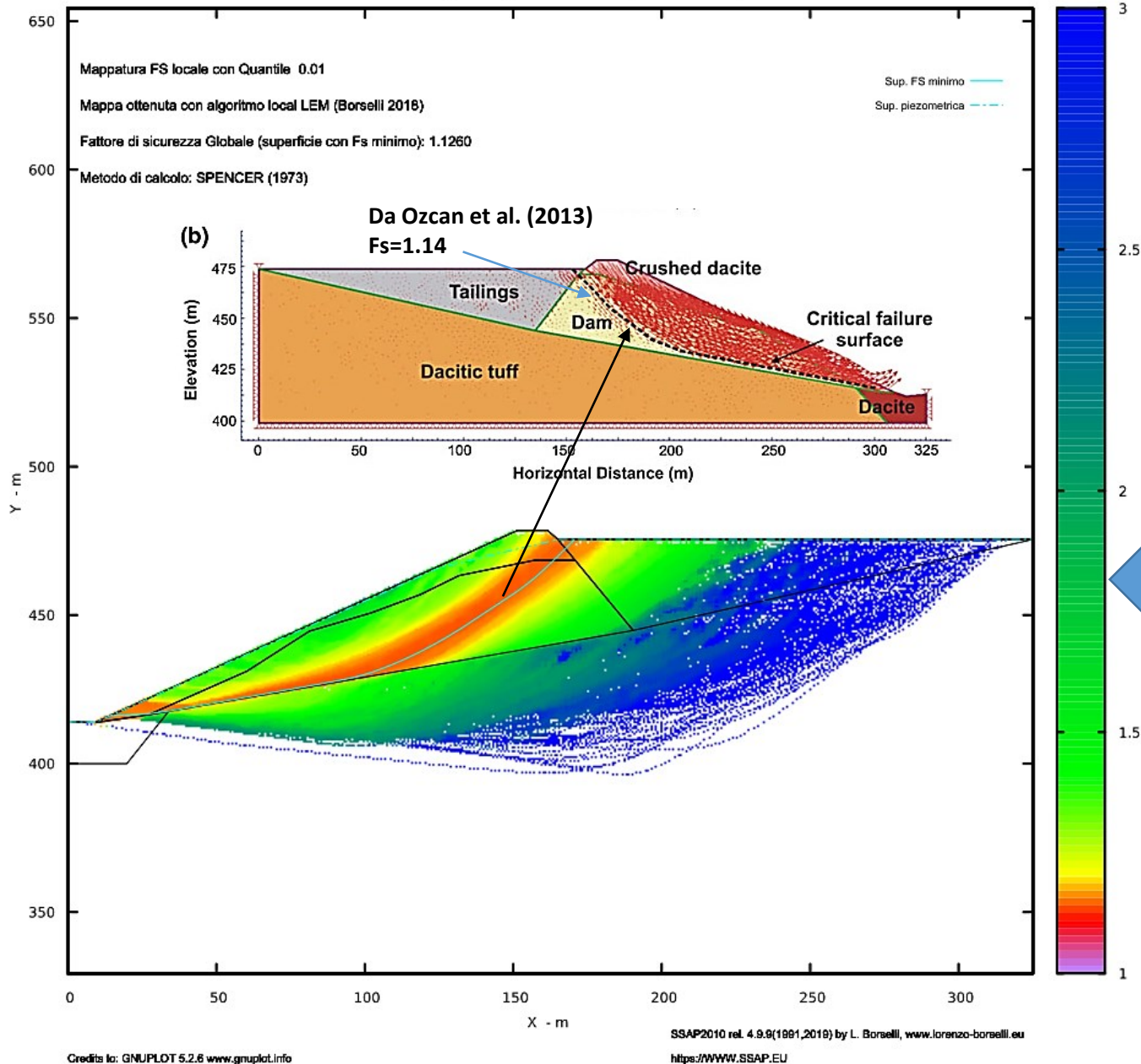


Diagramma che
 identifica la banda
 delle superficie con
 minor FS con
 andamento non
 circolare.
 Per condizione statica

Data : 8/6/2019

Localita' :

Descrizione :

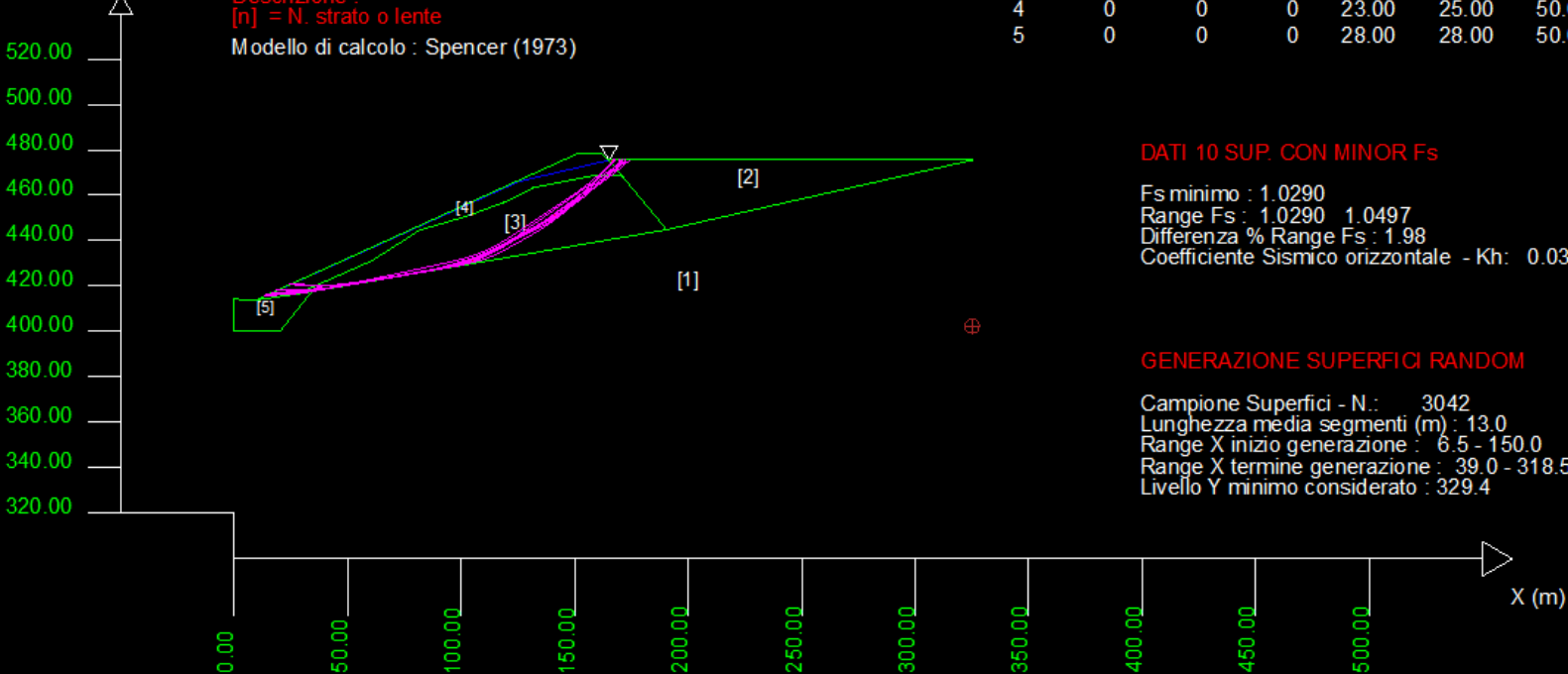
[n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Spencer (1973)

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi' | C' | Cu | Gamm | GammSat | sgci | GSI | mi | D |
|----|-------|-------|-----|-------|---------|-------|-------|-------|------|
| .. | deg | kPa | kPa | kN/m3 | kN/m3 | MPa | .. | .. | .. |
| 1 | 38.00 | 50.00 | 0 | 22.00 | 22.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 35.00 | 5.00 | 0 | 31.00 | 31.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 34.00 | 17.30 | 0 | 20.00 | 20.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0 | 0 | 0 | 23.00 | 25.00 | 50.00 | 30.00 | 25.00 | 0.82 |
| 5 | 0 | 0 | 0 | 28.00 | 28.00 | 50.00 | 60.00 | 25.00 | 0 |

Y (m)



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.0290

Range Fs : 1.0290 1.0497

Differenza % Range Fs : 1.98

Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0350

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 3042

Lunghezza media segmenti (m) : 13.0

Range X inizio generazione : 6.5 - 150.0

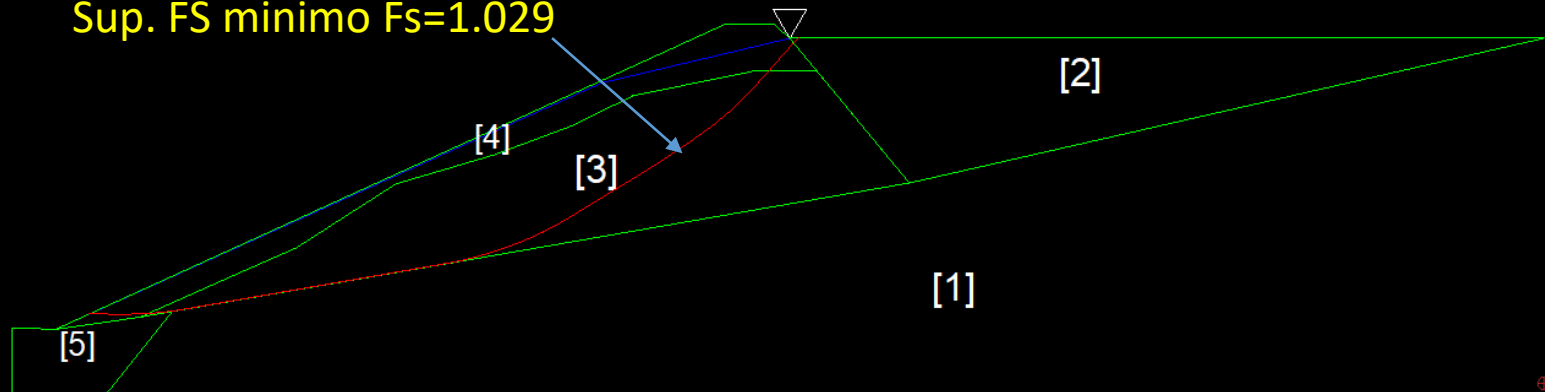
Range X termine generazione : 39.0 - 318.5

Livello Y minimo considerato : 329.4

Analisi in SSAP
 con SNIFF
RANDOM
SEARCH.

Fs compreso tra
 1.029 e 1.05
 Per condizione
 dinamica.
 Kh=0.035
 Kv=0.035

Sup. FS minimo Fs=1.029



ESEMPIO 2.8

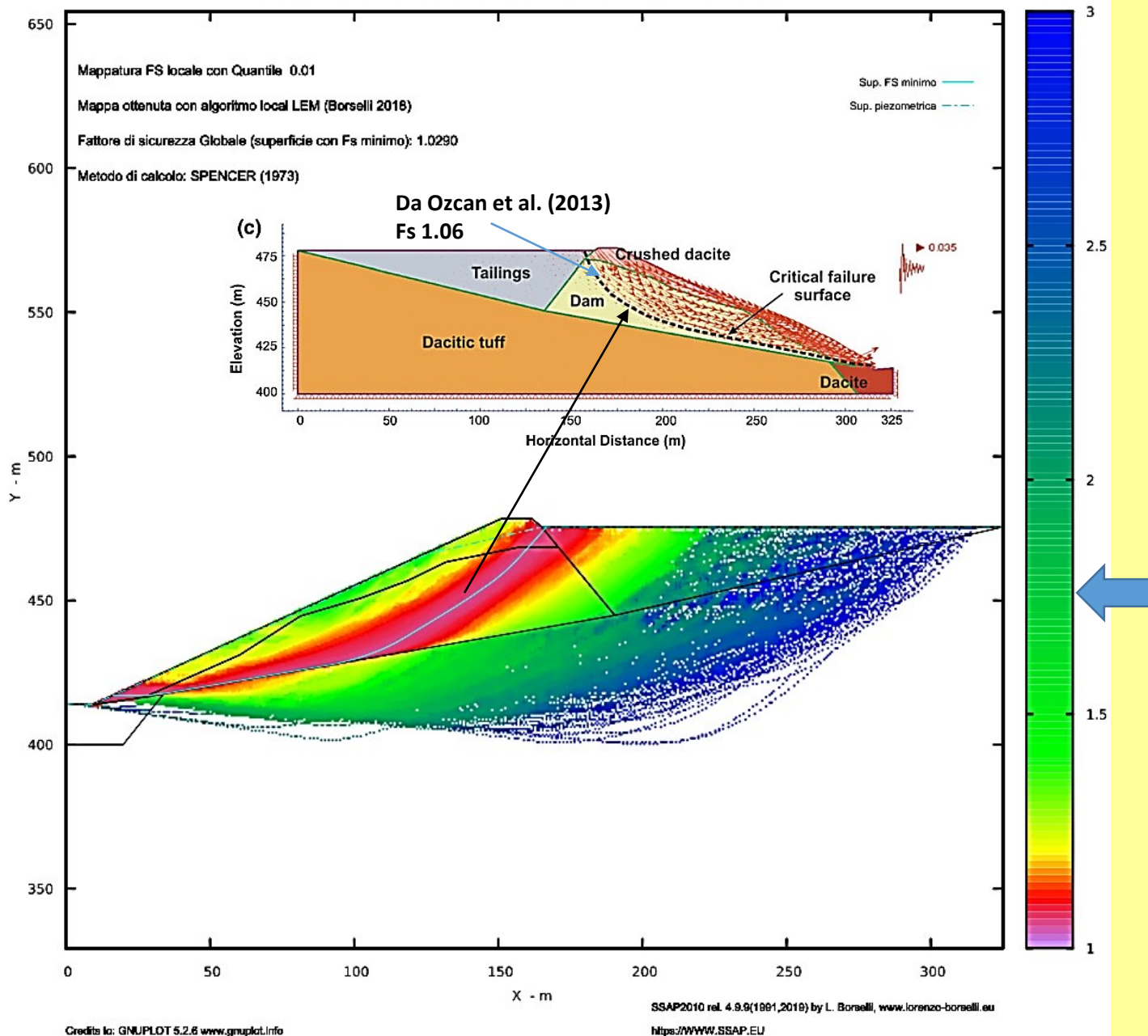
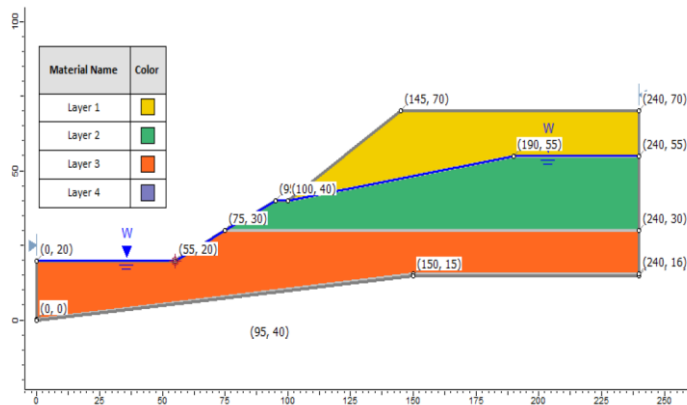


Diagramma che
 indentifica la banda
 delle superfici con
 minor FS con
 andamento non
 circolare.
 Per condizione
 dinamica

ESEMPIO 2.9



Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis

ZU-YU CHEN AND CHANG-MING SHAO

Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Research, P.O. Box 366, Beijing, People's Republic of China

Received September 1, 1987

Accepted April 11, 1988

This paper explores the feasibility of using optimization methods to search for the minimum factor of safety in slope stability analysis. The routine procedure includes comparing a number of admissible surfaces that are basically selected by random searches. Low efficiency and unreliability are the problems commonly encountered.

Optimization methods allow a mathematically rigorous and reliable search for the minimum factor of safety and its associated "critical slip surfaces." This paper employs simplex, steepest descent, and Davidon–Fletcher–Powell (DFP) methods. The results of a number of test problems, in conjunction with closed-form and grid search solutions, showed that all the above-mentioned methods can provide reasonable results. Case history analyses supported the feasibility of the methods. Modifications to the DFP method were found to be essential for successful implementation of the minimization procedure.

Key words: slope stability, landslide, analysis, limit equilibrium, interslice forces, factor of safety, spline function, optimization methods, case history.

Can. Geotech. J. 25, 735–748 (1988)

EFFICIENT MONTE CARLO TECHNIQUE FOR LOCATING CRITICAL SLIP SURFACE

By Venanzio R. Greco¹

ABSTRACT: The search for the critical slip surface in slope-stability analysis is performed by means of a minimization of the safety factor. The procedures most widely used are deterministic methods of nonlinear programming, and random search methods have been neglected, since they are considered to be generally less efficient. In this paper, an efficient Monte-Carlo method for locating the critical slip surface is presented. The procedure is articulated in a sequence of stages, where each new slip surface is randomly generated by an appropriate technique. From a comparative analysis, the proposed method provides solutions of the same quality as the best nonlinear programming methods. However, the structure of the presented method is very simple, and it can be more easily programmed, integrated, and modified for particular exigencies.

¹Asst. Prof., Università della Calabria, Facoltà di Ingegneria, 87030 Roges di Rende (Cs), Italy.

Note. Discussion open until December 1, 1996. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 1, 1994. This paper is part of the *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 7, July, 1996. ©ASCE, ISSN 0733-9410/96/0007-0517-0525/\$4.00 + \$.50 per page. Paper No. 8785.

In questo esempio analizziamo un pendio tattato da Chen & Shao(1988) e Greco (1996), RocScience(2016).

Un pendio multistrato con un sottile strato a bassa resistenza alla base.

Slide Verification Problem #20

Slope, (4) materials, weak layer, water table

20.1 Introduction

This model is taken from Greco (1996) example #5, and it was originally published by Chen and Shao (1988). It consists of a layered slope with pore pressure and a weak seam.

20.2 Problem Description

Verification problem #20 is shown in Figure 20.1. The material properties are given in Table 20.1. The position of the critical slip surface and the corresponding factor of safety is calculated for a circular and noncircular slip surface. The weak seam is modeled as a 0.5m thick material layer at the base of the model.

20.3 Geometry and Material Properties

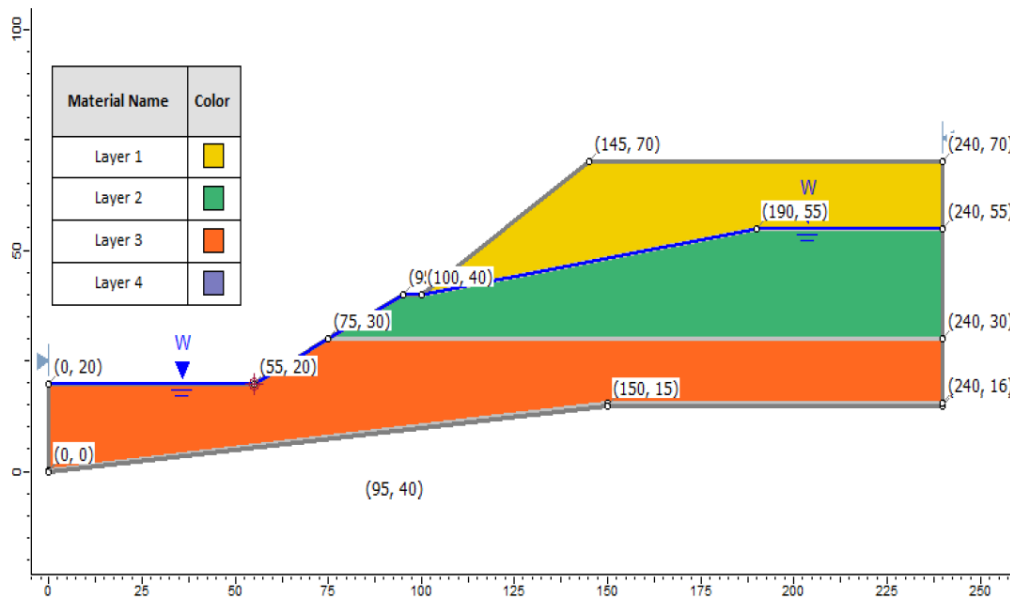


Figure 20.1 – Geometry Setup in Slide

Table 20.1: Soil Properties

| | c' (kN/m ²) | ϕ' (deg.) | γ (kN/m ³) |
|---------|---------------------------|----------------|-------------------------------|
| Layer 1 | 9.8 | 35 | 20 |
| Layer 2 | 58.8 | 25 | 19 |
| Layer 3 | 19.8 | 30 | 21.5 |
| Layer 4 | 9.8 | 16 | 21.5 |

Slide

2D limit equilibrium slope stability
for soil and rock slopes

Slope Stability
Verification Manual

© 2016 Rocscience Inc.

Dati pendio da Greco (1996)

TABLE 9. Geotechnical Parameters for Example 5

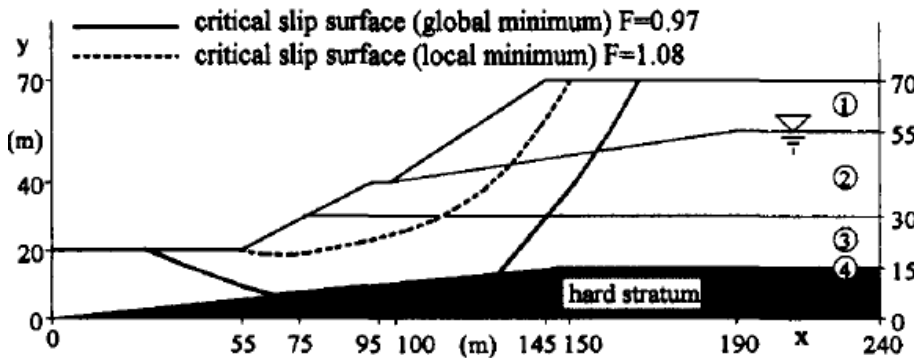
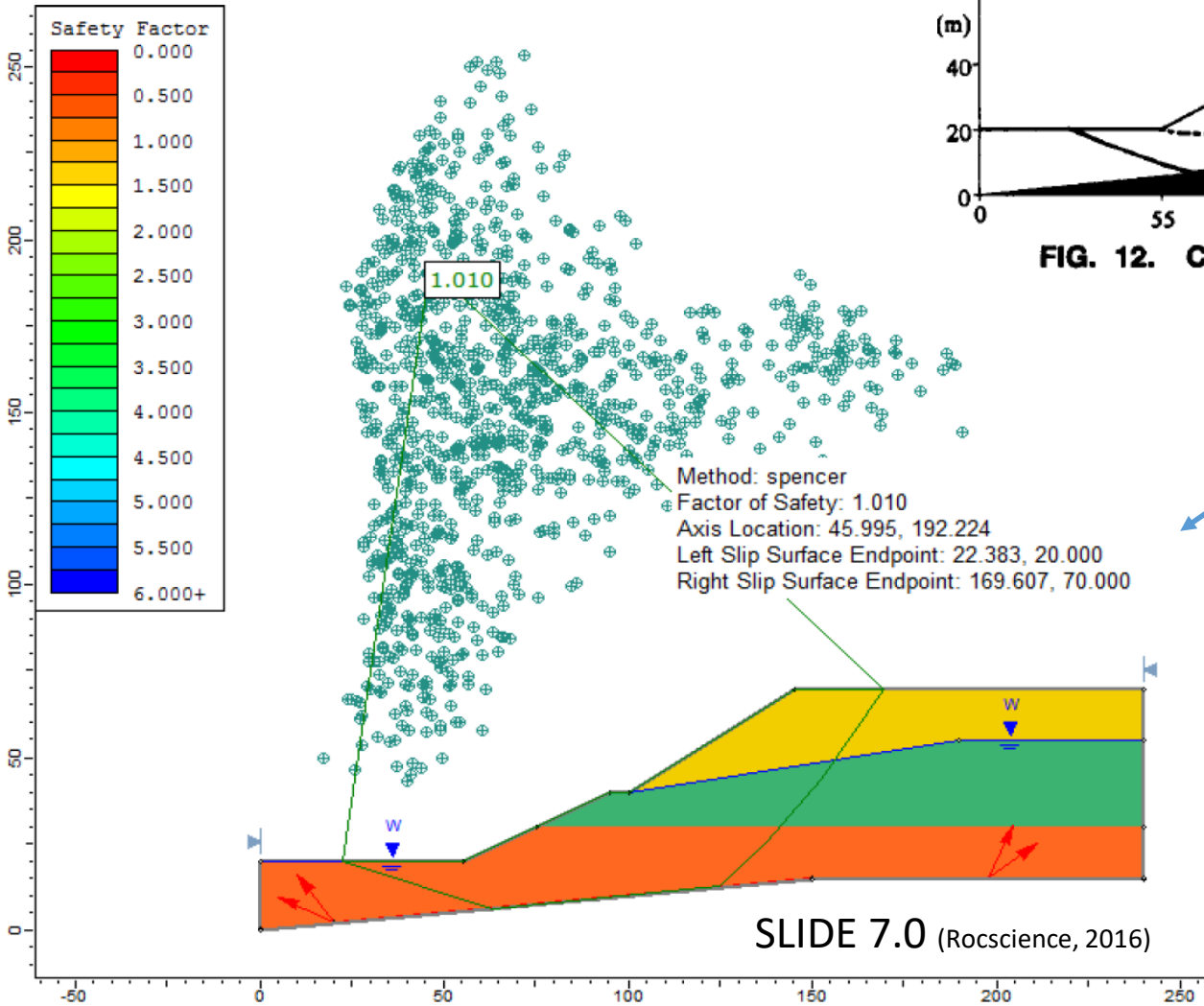
| Layer (1) | ϕ' (degrees) (2) | c' (kPa) (3) | γ (g/cm ³) (4) |
|--------------|-----------------------------|----------------------|---|
| 1 | 35° | 9.8 | 2.00 |
| 2 | 25° | 58.8 | 1.90 |
| 3 | 30° | 19.8 | 2.15 |
| 4 | 16° | 9.8 | 2.15 |

Dati pendio con SLIDE versione
7.0 (SLIDE Verification Manual),
Rocscience Inc.(2016)

| Method | Factor of Safety |
|---------|------------------|
| Spencer | 1.010 |

SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

Note: Chen and Shao (1988) Spencer Factor of Safety = 1.01 - 1.03
Greco (1996) Spencer Factor of Safety = 0.973 - 1.1



Greco(1996)

Risultati finali
Superficie con minor
FS ottenuta con
metodo Spencer

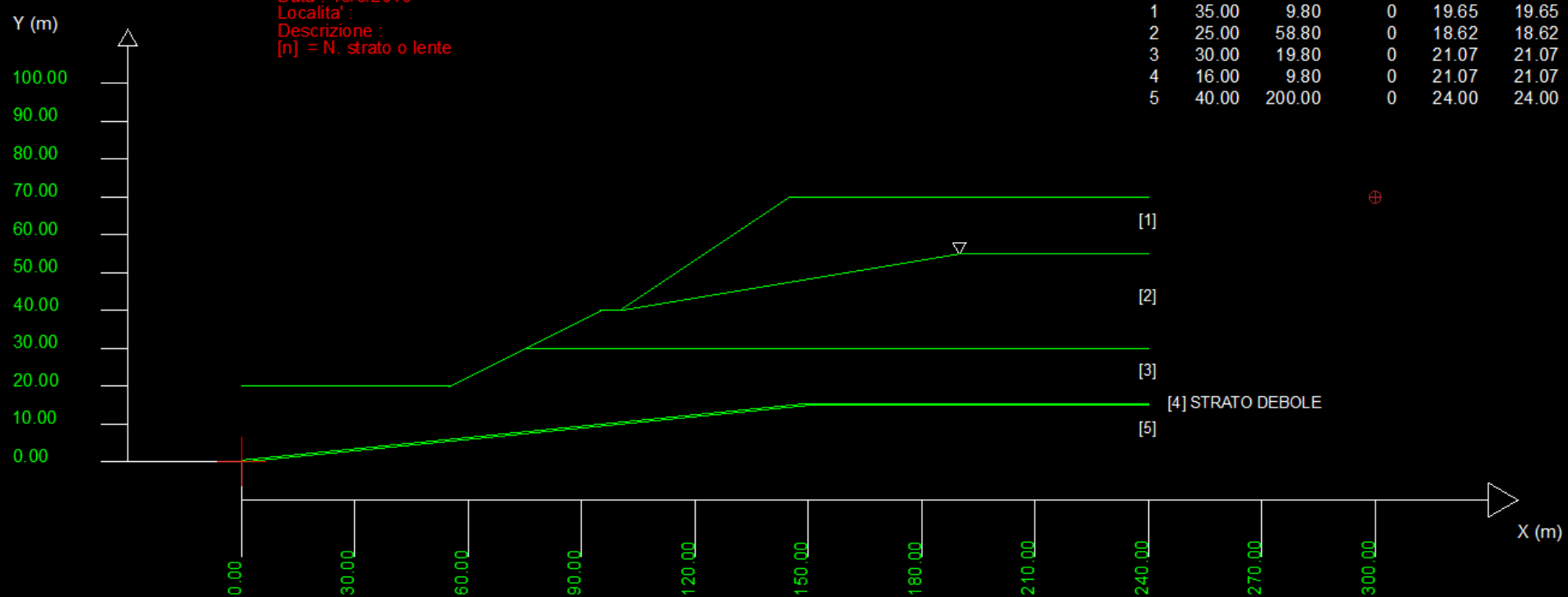
SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

N.B.: esistono lievi differenze nel
valore del peso unitario nei vari
strati nel modello di Greco (1996)
e in SLIDE 7.0

Figure 20.4 – Noncircular failure surface, using the Spencer method and block search

Data : 16/6/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

| # | Parametri Geotecnici degli strati # | | | | | |
|----|-------------------------------------|----------|-----------|---------------------------|------------------------------|--|
| N. | ϕ_i deg | C kPa | Cu kPa | Gamm kN/m ³ | GammSat kN/m ³ | |
| 1 | 35.00 | 9.80 | 0 | 19.65 | 19.65 | |
| 2 | 25.00 | 58.80 | 0 | 18.62 | 18.62 | |
| 3 | 30.00 | 19.80 | 0 | 21.07 | 21.07 | |
| 4 | 16.00 | 9.80 | 0 | 21.07 | 21.07 | |
| 5 | 40.00 | 200.00 | 0 | 24.00 | 24.00 | |



Lo strato 4 e' uno strato dello spessore di 0.5 m sopra roccia.
 I parametri del modelo utilizzato da SSAP sono gli stessi usati da Greco(1996), ma convertiti completamente in unita' SI.

ESEMPIO 2.9

ESEMPIO 2.9

1

2

3

4

5

Coefficiente sismico orizzontale - Kh

0.000

Coefficiente c=Kv/Kh

0.500

☐ Kv (negativo)

FS di Progetto richiesto.

Solo per analisi deficit di resistenza.

1.200

NTC2018/EC-7 - ROCCE

☐ DISATTIVATO

☐ ATTIVATO

ROCCE - Criterio Hoek et al. (2002)

☐ HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)

☐ HB Generalizzato - Lei et al.(2016)

☐ HB Generalizzato - Lee et Pietruszczack(2017)

METODO DI CALCOLO

☐ JANBU RIGOROSO (1973)

☒ SPENCER (1973)

☐ SARMA I (1973)

☐ MORGESTERN - PRICE (1965)

☐ CHEN - MORGESTERN (1983)

☐ SARMA II (1979)

☐ BORSELLI (2016)

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$

Esplora spazio(lambda0,fs0)

Metodo

☒ A (rapido e accurato)

☐ B (più accurato)

☐ C (molto più accurato)

CONTROLLO STABILITA' NUMERICA

% Tolleranza stress normali negativi

100 %

0.0 50 100

% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| >1.0

100 %

0.0 50 100

Limita T(x)/E(x)

☐ LIMITATO

☒ Non LIMITATO

Reimposta Valori Standard

☐ Stabilizzatore numerico attivo

MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI

☐ RANDOM SEARCH (RS)

☐ CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)

☒ SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 2.7

SOLO PER CONVEX

☐ Convessita' limitata

Delta alpha 10.00

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH

Steps di scansione

80

Frequenza attivazione

0.75

☐ Variante NO-CONVEX SNIFF

No-convex oscillazione masima (gradi)

-10.00

☐ ottimizza tracciatore discontinuita' sottili

TIRANTI - ANCORAGGI

☐ PASSIVI

☐ ATTIVI

Distribuzione resistenza

☐ Rettangolare

☐ Trapezoidale

PALIFICATE

Metodo calcolo

☐ ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997)

☐ KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

Fattore di riduzione Fp (NTC2018)

(Variare da 1 a 100)

1.00

% di massima mobilitazione teorica

100.00 (%)

SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

☐ EFFETTO ATTIVATO

Opzioni Smussatore

☒ EFFETTO DISATTIVATO

TENSION CRACKS TESTA PENDIO

☒ EFFETTO DISATTIVATO

☐ EFFETTO ATTIVATO

FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA

Forza Ea (alla Base) - kN/m

0.00

Forza Eb (in Testa) - kN/m

0.00

ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI

☐ DISATTIVATO

☒ ATTIVATO

FILTRAGGIO SUPERFICI

☒ FILTRARE

☐ NON FILTRARE

PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO

☐ CON OSTACOLO

☒ SENZA OSTACOLO

HELP

OK

Cancel

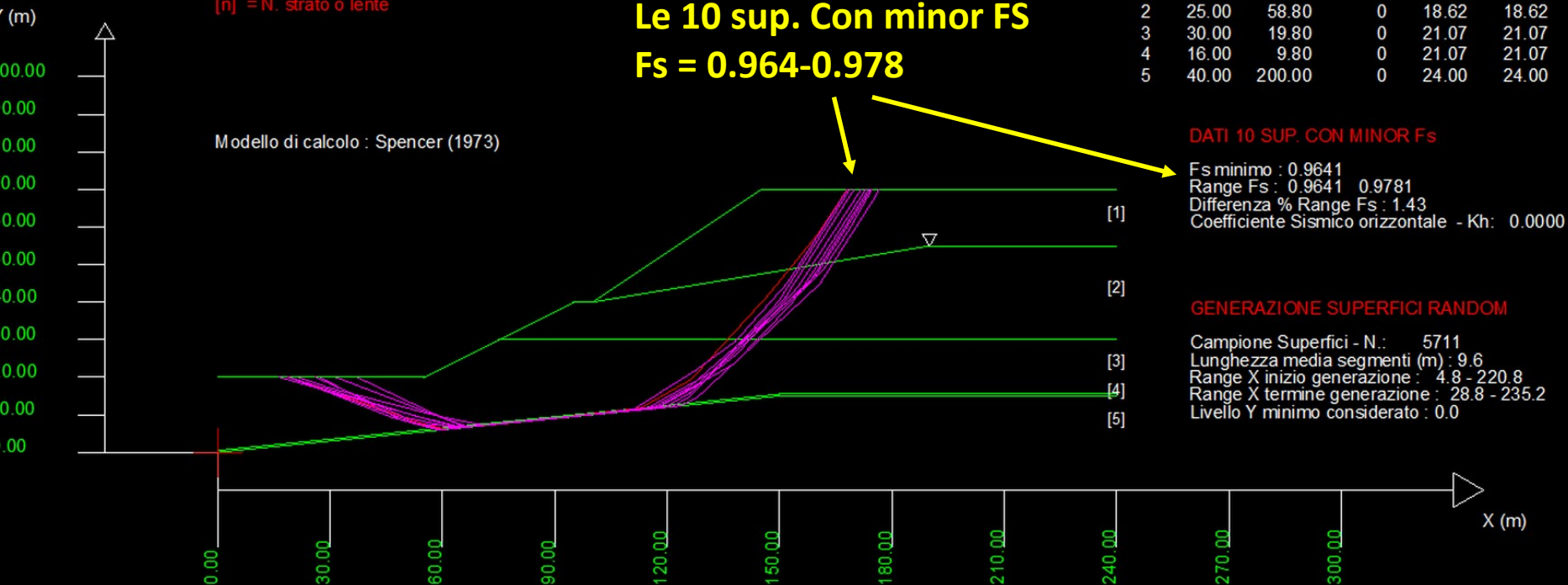
IMPOSTAZIONI per la verifica utilizzate in SSAP nella finestra OPZIONI GENERALI.

Si noti che si e' utilizzato il motore SNIFF RANDOM SEARCH (4) e sono state disattivate le procedure di STABILIZZAZIONE NUMERICA (3) (questa opzione e' impostata per conformita' con i precedenti studi che non si sono avvalsi di speciali algoritmi di calcolo)

Documento Validazione Codice SSAP versione 1.4 (16-06-2019)

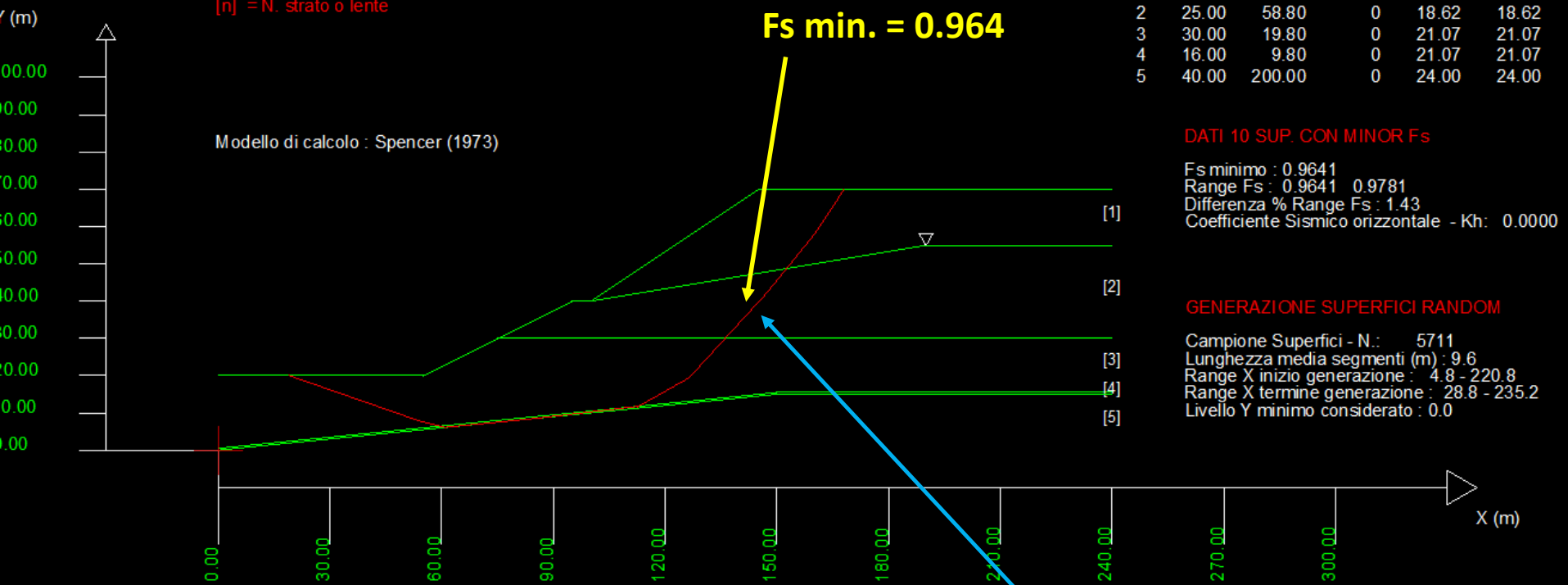
80

Data : 16/6/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente



ESEMPIO 2.9

Data : 16/6/2019
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente



Comparazione risultato ottenuto con
 SSAP e con Greco (1996)

ESEMPIO 2.9

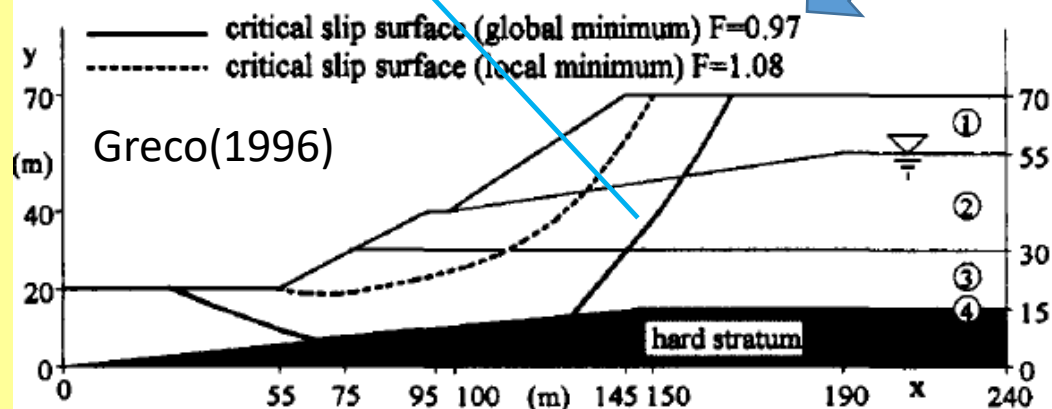


FIG. 12. Cross Section of Slope in Example 5

Noncircular – using Block search polyline in the weak seam and Monte-Carlo optimization

| Method | Factor of Safety |
|---------|------------------|
| Spencer | 1.010 |

← SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

Note: Chen and Shao (1988) Spencer Factor of Safety = 1.01 - 1.03

Greco (1996) Spencer Factor of Safety = 0.973 - 1.1

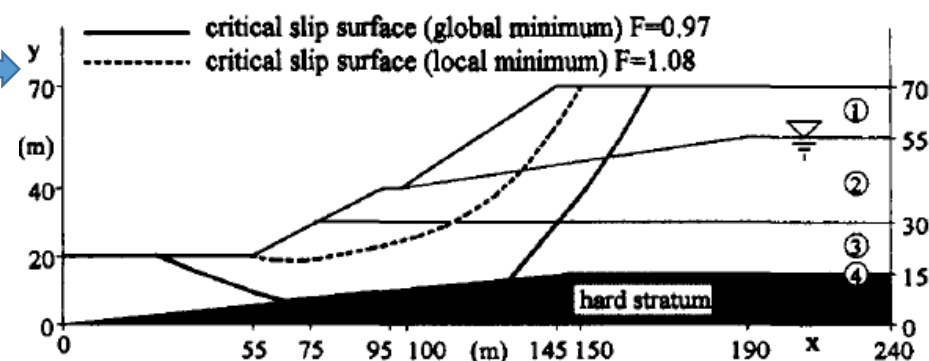
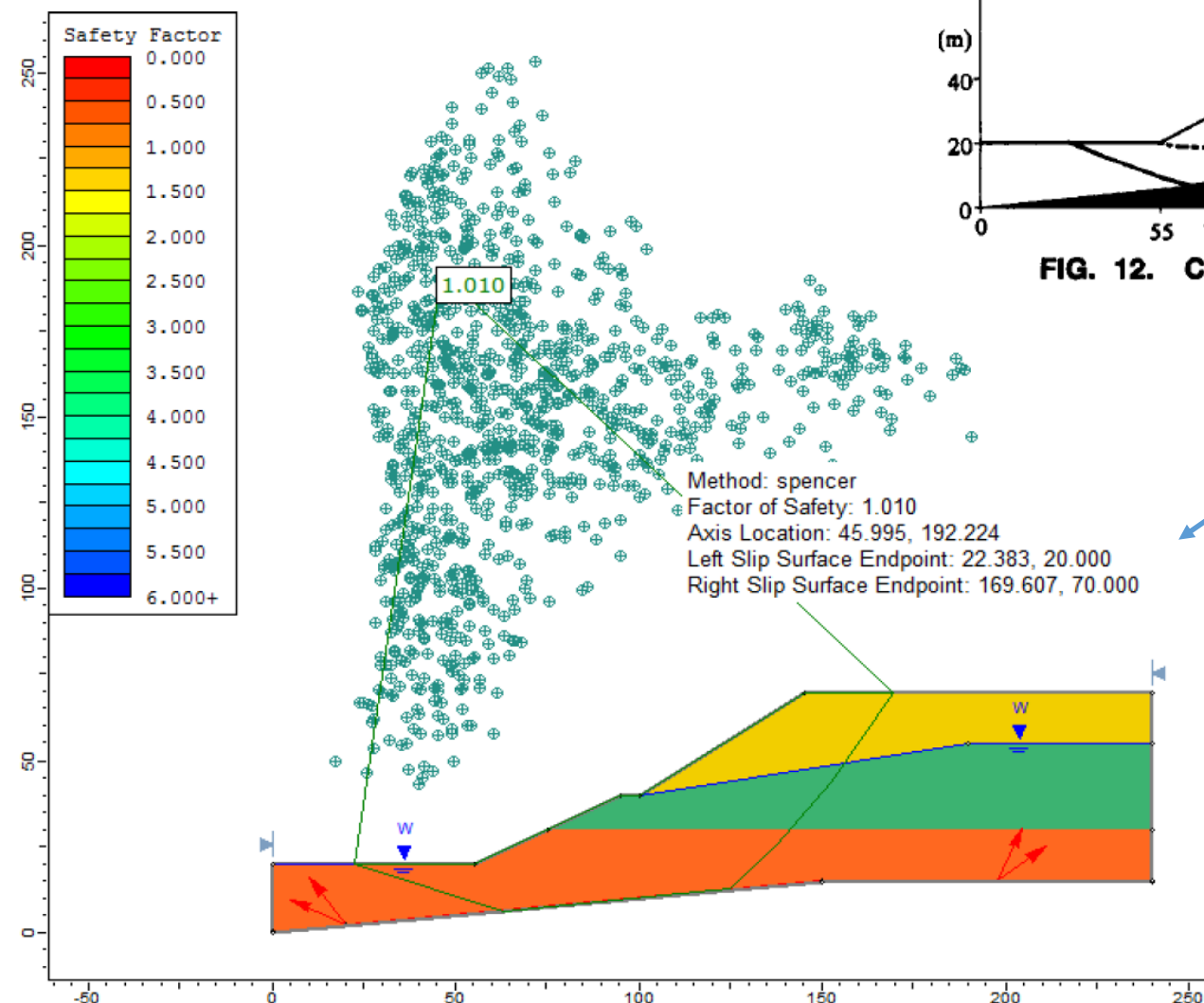


FIG. 12. Cross Section of Slope In Example 5

Greco(1996)

Risultati finali
Superficie con minor
FS ottenuta con
metodo Spencer

← SLIDE 7.0 (Rocscience, 2016)

N.B.: esistono lievi differenze nel valore del peso unitario nei vari strati nel modello di Greco (1996) e in SLIDE 7.0

Figure 20.4 – Noncircular failure surface, using the Spencer method and block search

Gli esempi di riferimento utilizzati nella parte 2 di questo documento sono stati scelti in funzione delle seguenti caratteristiche :

- 1. Presenza in riviste scientifiche internazionali.**
- 2. Utilizzo di metodi di calcolo LEM (rigorosi) e/a metodi Analisi Limite(LA) e/o elementi finiti (FEM) e/o Strength reduction Method (SRM).**
- 3. Descrizione completa dei parametri di resistenza la taglio e elementi di rinforzo del pendio.**

I risultati di comparazione permettono di trarre alcune conclusioni:

- 1. I risultati ottenuti con SSAP sono comparabili completamente con quelli ottenuti nei diversi lavori pubblicati in riviste internazionali di Geotecnica.**
- 2. I valori di FS ottenuti e le superfici individuate da SSAP sono praticamente coincidenti con quelli pubblicati , nonostante in alcuni casi questi siano calcolati con metodi di calcolo alternativi a quelli LEM come: LA , SRM e FEM.**
- 3. La comparazione dei risultati di identificazione di coefficienti sismici critici K_c , confermano la affidabilit  del metodo numerico utilizzato a questo proposito da SSAP.**
- 4. I motori di ricerca avanzati utilizzati da SSAP confermano la loro validita' nella molteplicit  di condizioni presentate.**
- 5. Le informazioni presentate in questo documento di validazione non sono esclusivamente una comparazione tra valori numerici, ma presentano una discussione di varie e complesse problematiche associate alla stabilit  dei pendii.**

Riferimenti bibliografici – parte 2

- Berisavljević, Z., Berisavljević, D., Čebašek, V., & Rakić, D. (2015). Slope stability analyses using limit equilibrium and strength reduction methods. *Građevinar*, 67(10.), 975-983.
- Chen, Z. Y., & Shao, C. M. (1988). Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(4), 735-748.
- Cheng, Y. M., Li, L., Chi, S. C., & Wei, W. B. (2007). Particle swarm optimization algorithm for the location of the critical non-circular failure surface in two-dimensional slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 92-103.
- Greco, V. R. (1996). Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 517-525.
- Han, J., & Leshchinsky, D. (2004). Limit equilibrium and continuum mechanics-based numerical methods for analyzing stability of MSE walls. In *17th ASCE Engineering Mechanics Conference* (pp. 13-16).
- Loukidis, D., Bandini, P., & Salgado, R. (2003). Stability of seismically loaded slopes using limit analysis. *Geotechnique*, 53(5), 463-480.
- Leshchinsky, B., & Ambauen, S. (2015). Limit equilibrium and limit analysis: comparison of benchmark slope stability problems. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(10), 04015043.
- Ozcan, N. T., Ulusay, R., & Isik, N. S. (2013). A study on geotechnical characterization and stability of downstream slope of a tailings dam to improve its storage capacity (Turkey). *Environmental earth sciences*, 69(6), 1871-1890.
- ROCSCIENCE Inc. (2016). SLIDE, 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, *Slope Stability Verification Manual*. https://www.rocscience.com/help/slide2/pdf_files/verification/Slide_SlopeStabilityVerification.pdf
- Zhang, Y. (2018). Seismic Slope Stability Analysis by Considering Tension Crack. In *Earthquake-Induced Landslides* (pp. 41-62). Springer, Singapore.